

ERBAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

7

BAUSTAHLGEWEBE

SPART

STAHL · ZEIT

UND

FACHARBEITER



Ge = 2800
kg/cm²

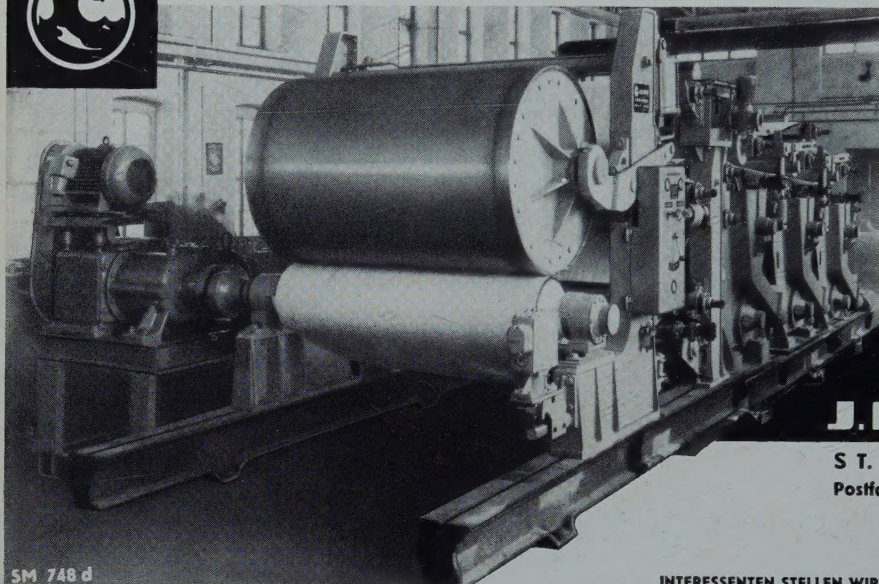
BAUSTAHLGEWEBE
FÜR
WÄNDE · DECKEN
DÄCHER · BÖDEN
schnell · einfach · sicher
BAUSTAHLGEWEBE
G. M. B. H.
DUSSELDORF

B AU
STAHL
G EWERKE

SÄMTLICHE MASCHINEN FÜR ASBESTZEMENTANLAGEN

von der Stoffaufbereitung bis zur Prüfung der Fertigware.

Maschinen zur Naß- oder Trockenaufbereitung von Asbestzement / Asbestsilos. Ein- bis Dreisiebzyylinder - Plattenmaschinen / Plattenstraßen für ebene und gewellte Platten, kombiniert, automatisch oder halbautomatisch / Entstapelungsanlagen kombiniert mit Reinigungs- und Einölstraße für ebene und gewellte Bleche, auch für automatischen Betrieb / Stanz- und Beschneidemaschinen sowie hydraulische Pressen / Rohrwickelmaschinen für Druckrohre bis 5 m Länge und bis 1000 mm lichte Weite / Rohr- und Muffendrehbänke



SM 748 d

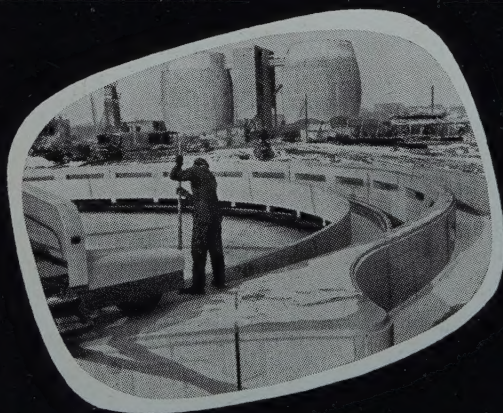
Rohr- und Trennschleifmaschinen / Rohr- und Muffenprüfpressen / Formierkalandr für glatte und Muffenrohre / Mandril - Ausziehmaschinen / Autoklaven für die Abbindung von Asbestzementplatten und Asbestzementrohren / sowie diverse Aggregate, Pumpen und Zubehör.

J.M.VOITH A.G.

ST. PÖLTEN — ÖSTERREICH

Postfach 168 / Telefon 2501 / Fernschreiber 01 510

INTERESSENTEN STELLEN WIR GERNE UNSERE SPEZIALPROSPEKTE ZUR VERFÜGUNG

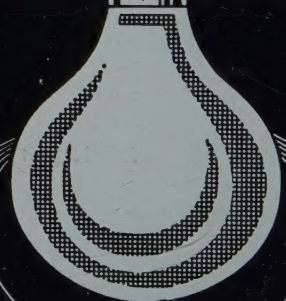


***PROLAN-BAUTEN** stellen sich vor ...
.... hier Kläranlage Schweinfurt

Hier versicherte man sich
bei **allen** Betongütern
der guten Eigenschaften von
***PROLAN-Betonverflüssiger**

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEEK

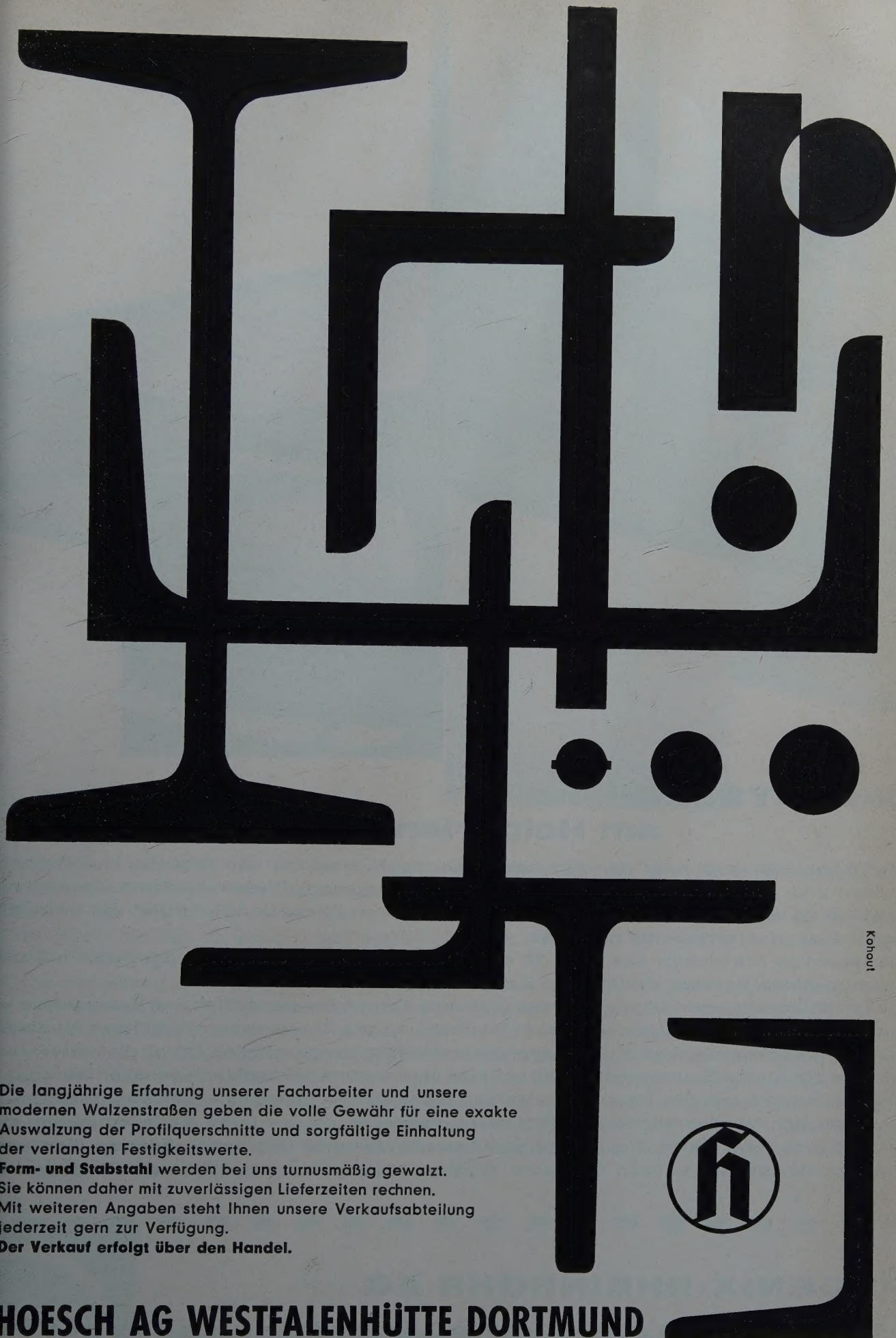
LORENZ
Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT LORENZ-BAU ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H. G. M.B.H. LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIE
BREMERHAVEN



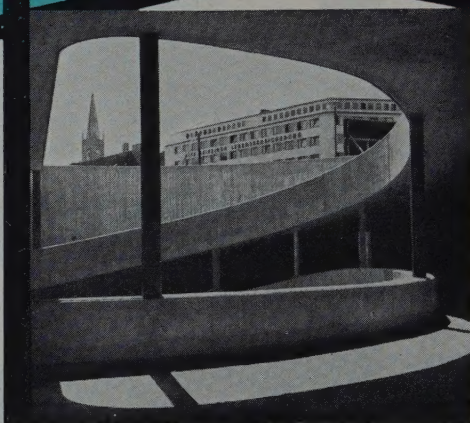
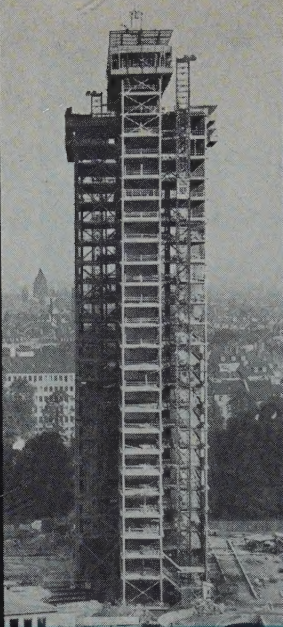
Kohout

Die langjährige Erfahrung unserer Facharbeiter und unsere modernen Walzenstraßen geben die volle Gewähr für eine exakte Auswalzung der Profilquerschnitte und sorgfältige Einhaltung der verlangten Festigkeitswerte.

Form- und Stabstahl werden bei uns turnusmäßig gewalzt. Sie können daher mit zuverlässigen Lieferzeiten rechnen. Mit weiteren Angaben steht Ihnen unsere Verkaufsabteilung jederzeit gern zur Verfügung.
Der Verkauf erfolgt über den Handel.



HOESCH AG WESTFALENHÜTTE DORTMUND



Das THYSSEN-Haus am Hofgarten in Düsseldorf

von Phoenix-Rheinrohr mit den Architekten Dr. Ing. H. Hentrich und Dipl.-Ing. H. Petschnig geplant und gebaut, wurde seiner Bestimmung übergeben. Dieses moderne Verwaltungsgebäude ist der Zentralpunkt unserer sieben Werke an Rhein und Ruhr und der weltweiten Verbindungen unseres Unternehmens.

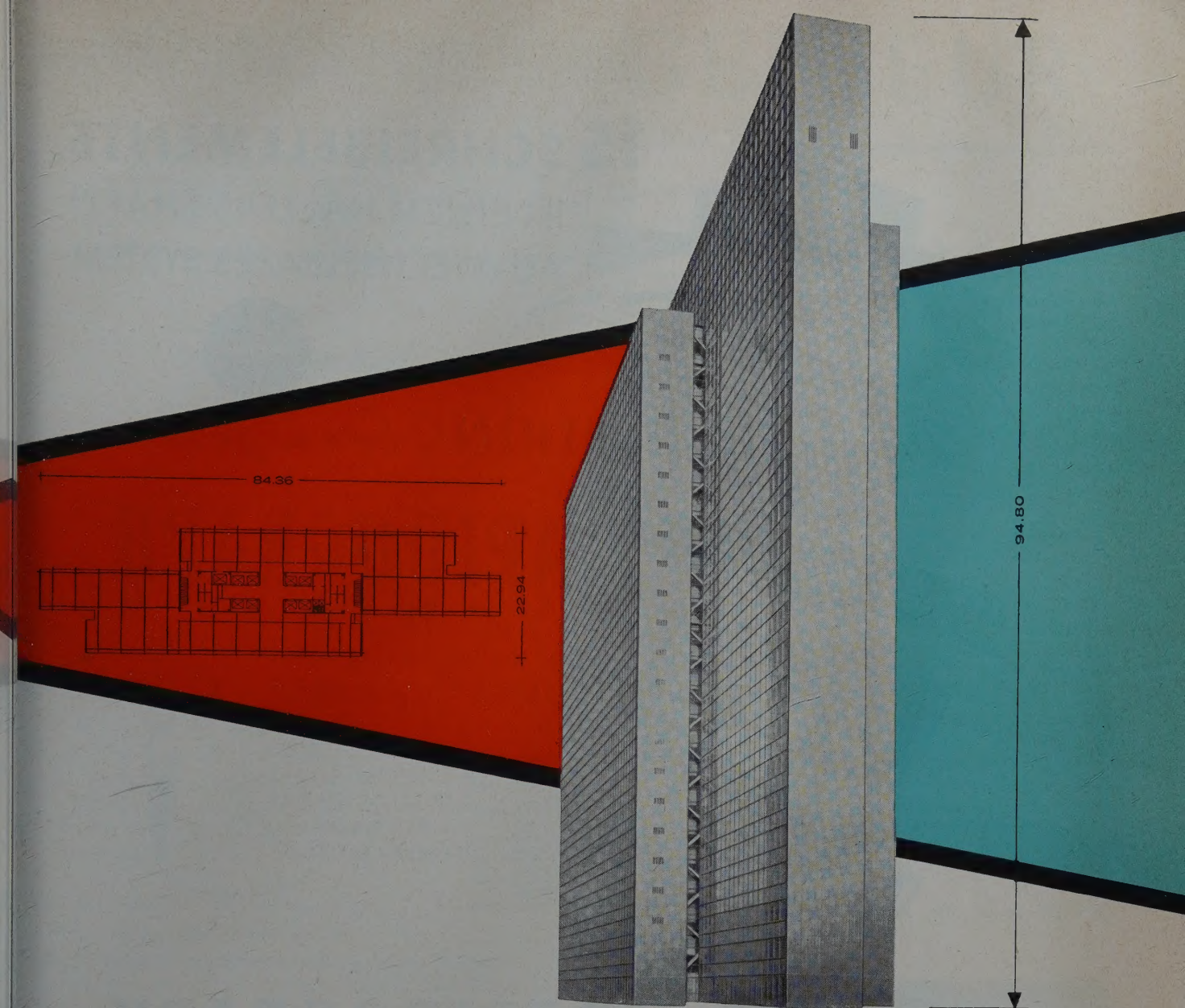
Die neuartige Architektur des etwa 95 m hohen Bauwerkes entspricht der fortschrittlichen Ausdrucksform unseres industriellen Zeitalters.

In allen 26 Geschossen tritt das nahtlose Stahlrohr — eines der wesentlichsten Erzeugnisse von Phoenix-Rheinrohr — deutlich sichtbar in Erscheinung. Die Rohre dienen als Stützen für die Aufnahme der senkrechten Lasten und haben bis zu 600 t Druck auszuhalten. Durch die Verwendung unseres bewährten Baustahles HSB 50 konnten sie trotzdem sehr schlank gehalten werden.

Die Winddrücke werden über die in Verbundbauweise hergestellten Stahlträgerdecken an die vertikalen Windverbände aus Profilstahl abgeleitet, die an ihren Auflagepunkten etwa 3000 t Druck bzw. 1600 t Zug auf die Stahlbetonfundamente übertragen können. Genauere Untersuchungen am fertigen Gebäude ergaben, daß selbst bei stärkeren Windböen n

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF



Bewegungen auftreten, die physisch nicht mehr wahrnehmbar sind. Das Festigkeits- und Steifigkeitsproblem des Hochhauses ist also gut gelöst worden.

Das Bauwerk umschließt einen Raum von rd. 140 000 m³. Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion beträgt rd. 2 400 t. Der Stahlverbrauch bleibt mit 19,5 kg je umbauten Kubikmeter sehr gering.

Für die Gestaltung der Außenhaut wurde eine vorgehängte Glas-Metall-Konstruktion gewählt. Die Giebelseiten sind mit profiliertem rostfreiem Edelstahl verkleidet.

Seine Ausmaße und Konstruktion machen das THYSSEN-Haus zu einem markanten Wahrzeichen der Stadt Düsseldorf, deren Geschichte als Röhrenstadt vor genau hundert Jahren begann, als 1860 unser erstes Rohrwerk aus der Eifel an den Rhein verlegt wurde.

In wechselvollen Zeiten änderten sich Struktur und Name unseres Unternehmens mehrfach. Der Name THYSSEN blieb jedoch durch drei Generationen mit unseren Werken eng verbunden und steht heute über unserem Verwaltungsgebäude. Unser in aller Welt bekanntes Firmenzeichen ist der Kreis mit den drei Streifen.



Wer Stahl verbraucht, kennt dieses Zeichen.



15 SCHREIBELEMENTE

IN EINEM HALTERSCHAFT!
AUSWECHSELBARES SYSTEM

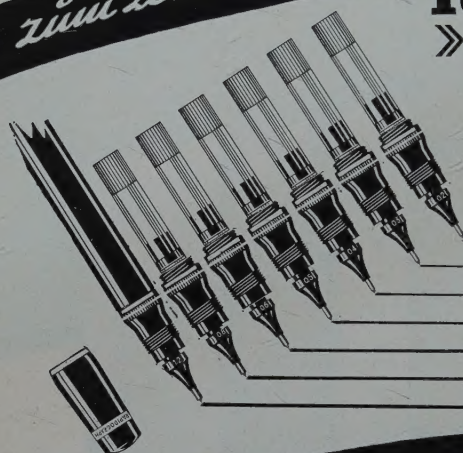


Die neuesten **ROTRING-Erzeugnisse**

zum Zeichnen

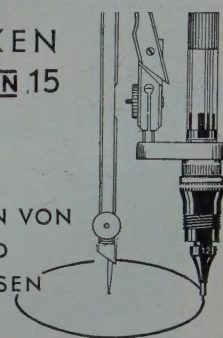
RAPIDOGRAPH » VARIANT «

IN 7 LINIENDICKEN
VON 0,2 – 1,2 mm DIN 15



0,2 mm
0,3 mm
0,4 mm
0,5 mm
0,6 mm
0,8 mm
1,2 mm

ZIRKELANSATZ
ZUM ZEICHNEN VON
KLEINSTEN UND
GROSSEN KREISEN



zum Schabloneuschriften

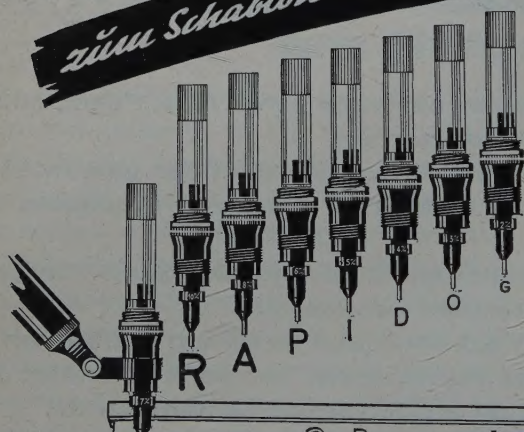
RAPIDOGRAPH » VARIOSCRIPT «

FÜR 8 SCHRIFTHÖHEN

2 mm. 3 mm. 4 mm. 5 mm. 6 mm. 7 mm. 8 mm. 10 mm.

DIN 1451

RAPIDOGRAPH-SCHABLONEN
FÜR GERADE UND SCHRÄGE SCHRIFT



zur besonderen Beachtung

abcdefghijklmnopqrstuvwxyz 1234567890 .,:;?&+()£\$%
ABCDEFGHIJKLMNOPQRSTUVWXYZ !,;?&+()£\$%

Wir weisen Sie darauf hin, daß Sie den schon bekannten **TUSCHFÜLLER RAPIDOGRAPH**
mit Kolbenmechanik jetzt **IN 7 LINIENDICKEN DIN 15** von 0,2 bis 1,2 mm im Fachhandel erhalten

RIEPE-WERK · HAMBURG-ALTONA

Inhaltsübersicht

DK 627.8 : 621.311.21 : 621.221 : 626.80 (540)	Seite
<i>Prof. Dr.-Ing. P. Franke, München:</i>	
Über den Wasserkraftausbau in Indien	
Mit 20 Abbildungen	245
DK 532.5 : 626.314.001.24	
<i>Dr.-Ing. M. Neumüller, Töging/Inn:</i>	
Die Ermittlung der kritischen Wassertiefe bei beliebigen Querschnitten	
Mit 5 Abbildungen	254
DK 624.21.093 : 624.072.23 : 624.041.63	
<i>Dipl.-Ing. L. Kraus, Darmstadt:</i>	
Die Einflußlinien von Brückenträgern auf 3 bzw. 4 Stützen mit nach einem Hyperbelgesetz veränderlichem Verlauf des Trägheitsmomentes	
Mit 10 Abbildungen	258
DK 624.072.33.001.24 : 624.041	
<i>Obering. P. Sahmel, Oberhausen:</i>	
Die Berechnung von Rahmen mit elastischem Zugband nach dem erweiterten Iterationsverfahren von Kani	
Mit 10 Abbildungen	263
DK 624.075.2 : 624.012.41	
<i>Dr.-Ing. A. Aas-Jakobsen, Oslo:</i>	
Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen	
Mit 6 Abbildungen	268
Kurze Technische Berichte	
DK 693.814.27 : 624.014.27 : 624.078 (047.6)	
Stöße und Anschlüsse bei Rohrkonstruktionen	
Mit 5 Abbildungen	271
DK 627.8 (44) (047.6)	
Das Speicherbecken von Roselend	
Mit 7 Abbildungen	272
Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ernst Chwalla †	275
Verschiedenes	278
Mitteilungen aus der Industrie	280

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler,
Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau
(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,
Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Über den Wasserkraftausbau in Indien

Von Prof. Dr.-Ing. P. Franke, Techn. Hochschule München¹

DK 627.8 : 621.311.21 : 621.221 : 626.80 (540)

Allgemeines

Der indische Subkontinent ist durch seine natürlichen Grenzen — Ozean und Hochgebirge — vom Erdteil Asien praktisch abgesondert. Das heutige Indien (Abb. 1) liegt

zwischen 8°—37° nördl. Breite und 68°—97° östl. Länge. Die Begrenzungen bilden im Westen das Arabische Meer und das Indus-Becken, im Norden das Himalaja-Gebirge und im Osten das Brahmaputra-Becken und der Meerbusen von Bengalen.



Abb. 1. Die Staaten von Indien.



Abb. 3. Die mittleren jährlichen Niederschlagshöhen.

Wie bei allen alten Kulturvölkern, so wurden auch in Indien schon vor vielen Jahrhunderten der Wert des Wassers hochgeschätzt und Wasserläufe verehrt (Abb. 2). Der gesamte Wasserbau ist heute bei der großen Bevölkerungszahl von nahezu 400 Millionen Menschen mehr denn je lebensbestimmend und somit zu einer erstrangigen Aufgabe geworden, der sich die indische Regierung mit aller Kraft annimmt.

Im folgenden soll lediglich ein gedrängter Abriss über den Zweig des Wasserkraftausbaues gegeben werden, wobei jedoch zu bemerken ist, daß ein Großteil der bestehenden und der projektierten Anlagen naturgemäß Mehrzweckanlagen sind.

Das ausbauwürdige Wasserkraftpotential des Landes beträgt etwa 35×10^6 kW. Hiervon waren im Jahre 1947, bei Erreichung der Selbständigkeit Indiens, etwa 1,5 % ausgebaut (Tab. 1). Inzwischen sind bereits 3 % erreicht und weitere große Projekte befinden sich im Bau und in der Bauvorbereitung.

¹ Der Verfasser war 1957—58 als UNESCO-Experte in Indien tätig.

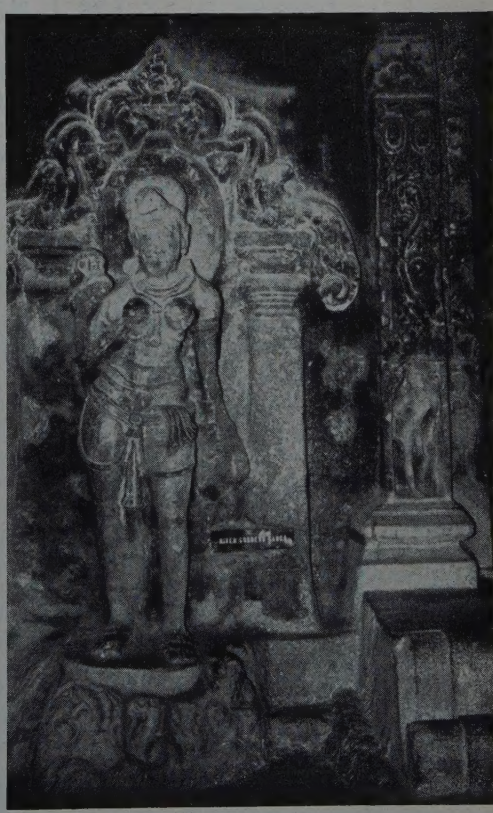


Abb. 2. Die Flußgöttin Ganga in Cave 16 (Kailasa) der Höhlentempel von Ellora (8. Jh. n. Chr.).

Tabelle 1. Wasserkraftanlagen in Indien 1947.

Kraftanlage	Staat	Inst. Leistung (KW)		Fallhöhe (m)
		einzel	gesamt	
Shillong	Assam	3 × 100 1 × 200	500	259,1
Sidrapong	Bengal	1 × 200 3 × 200	200 600	205,7 80,8
Singtom	Bengal	2 × 480 1 × 200	1 160	223,4
Kurseong	Bengal	2 × 200	400	326,1
Bhatgar	Bombay	4 × 256	1 024	45,1
Bhira	Bombay	5 × 22 000	110 000	504,4
Bhiopuri	Bombay	6 × 11 000	66 000	531,0
Khopoli	Bombay	6 × 10 000	60 000	526,1
Satara	Bombay	2 × 45	90	140,2
Singara	Madras	3 × 6 250 2 × 10 000	38 750	937,0
Glen Morgan	Madras	3 × 300	900	182,9
Mettur	Madras	4 × 10 000	40 000	18,3—48,8
Papanasam	Madras	3 × 5 800	17 400	100,6
Jogindernagar	Punjab	4 × 12 000	48 000	548,6
Chaba	Punjab	3 × 250 2 × 500	1 750	164,6
Chamba	Punjab	1 × 100	100	13,7
Bahadrabad	United Provinces	4 × 600 2 × 1 000	4 400	4,7
Bhola	United Prov.	4 × 375 2 × 600	2 700	3,7
Chitaura	United Prov.	2 × 1 500	3 000	4,7
Nirgajni	United Prov.	2 × 2 000	4 000	4,7
Palra	United Prov.	3 × 200	600	2,7
Salawa	United Prov.	2 × 1 500	3 000	4,7
Sumera	United Prov.	2 × 600	1 200	4,7
Galogi	United Prov.	2 × 1 000 2 × 500	3 000	304,8
Nainital	United Prov.	3 × 150 1 × 350	800	457,2
Jammu	Kashmir	2 × 350 1 × 340 1 × 187	1 227	7,9
Mahora	Kashmir	4 × 800	3 200	121,6
Muzaffarabad	Kashmir	1 × 88	88	368,8
Shivasamudram	Mysore	4 × 6 000 6 × 3 000	42 000	128,0
Shimshapura	Mysore	2 × 8 600	17 200	193,9
Mahatma	Mysore	1 × 12 000	12 000	367,3
Ghandi	Patiala	2 × 120	240	2,4
Patiala	Travancore	3 × 4 500	21 000	575,2
Pallivasal	Travancore	1 × 7 500		
Right Bank	Travancore	1 × 800 2 × 400	1 600	213,4
Summe:			508 129	

Wasserwirtschaftliche Grundlagen

Das Wasserdargebot ist im wesentlichen vom Monsun abhängig. Diese starken Regenfälle konzentrieren sich auf einige Monate und sind durch raschen Anstieg und Abfall ihrer Ganglinien gekennzeichnet. Die Monate Juni bis September sind die Zeit des Haupt- oder SW-Monsuns. Im Gebiet von Bombay steigt hierbei die Ganglinie der Niederschlagshöhen bis etwa 630 mm (Juli) an. Der bedeutend schwächere NO-Monsun von Oktober bis Dezember erreicht in Madras entsprechende Regenhöhen bis 330 mm (November).

Der Hauptmonsun bringt den vorwiegenden Teil des normalen jährlichen Niederschlages. Im Gebiet zwischen Ahmedabad und Nepal ist sein Anteil am ausgeprägtesten und beträgt von der Küste bis zur Gangesebene etwa 95 % bis 85 %. Auch in den übrigen Landesteilen, ausgenommen Kashmir und ein Gebietsstreifen an der Südostküste, ist dieser prozentuale Anteil nur wenig geringer und stets über 60 %, meistens jedoch über 75 %. Die stärksten Niederschläge erfolgen durch den Stau am Gebirgszug der West-Ghats entlang der Westküste und am Südabhang des Himalaja. Somit ist die mittlere jährliche Niederschlagshöhe von 1100—1150 mm auch regional sehr unterschiedlich verteilt (Abb. 3).

Der gesamte Lebensrhythmus des Landes ist sehr eng mit dem Monsun verknüpft. Ein Ausfall von 20 % des

durchschnittlichen Regenanfalles, der etwa alle 5 Jahre eintritt, hat bereits spürbare Trockenheit und Verminderung des Ernteertrages zur Folge. Bleiben größere Mengen des erwarteten Regens aus, so stellen sich in vielen Gebieten Dürre und Hunger ein. Mit dem Bau von Speicherräumen und Bewässerungsanlagen wird eine systematische Verbesserung der Lebensverhältnisse verfolgt. Eines der größten Projekte dieser Art dürfte wohl der Plan zur Bewässerung und Besiedelung von rd. 41 000 km² des Wüstengebietes in Rajasthan im Nordwesten Indiens sein, wofür in einem 685 km langen Kanal vom Sutlej-River rund 525 m³/s übergeleitet werden sollen². Ebenso ist das großzügige Damodar-Valley-Projekt nordwestlich von Calcutta zu erwähnen. Die Gewinnung von elektrischer Energie, gewissermaßen als Nebenprodukt, bietet sich bei vielen dieser lebensnotwendigen Projekte unmittelbar an.

Die Flüsse Indiens (Abb. 4) werden zweckmäßigerweise in folgende Gruppen eingeteilt:

1. Westwärts fließende Flüsse in Süd-Indien
2. Ostwärts fließende Flüsse in Süd-Indien
3. Flüsse in Mittel-Indien
4. Das Brahmaputra-Gebiet
5. Das Ganges-Gebiet
6. Das Indus-Gebiet.

In Süd-Indien, das ist das Gebiet südlich des 20. Breitengrades, entspringen die meisten Flüsse in den West-Ghats, dem Gebirge entlang der Westküste. Die eine Gruppe fließt in das Arabische Meer. Es sind sehr kurze Flußläufe von kaum über 150 km Länge mit relativ großen Gefälle und verhältnismäßig hohen Wasserführungen zu der Monsunzeit. Hierzu gehören u. a. die Flüsse Kalinadi, Sharavati mit den großartigen Jog-Fällen (Abb. 5), Chalkudi, Periyar und Pambiyar. Die andere Gruppe durchfließt das nach Osten abfallende Tafelland des Deccan und mündet in den Bengalischen Meerbusen. Hauptflüsse sind Godavari mit seinen Nebenflüssen Manjira, Wainganga und Indravati, Krishna mit den Zuflüssen Bhima, Koyna und Tungabhadra, Pennar, sowie Cauvery mit den Nebenflüssen Pykara und Kundah.

Vertreter der Flüsse Mittelindiens sind Narmada und Tapi (nach Westen fließend), sowie Mahanadi und Brahmani (nach Südosten fließend).

Der Brahmaputra kommt aus Tibet, durchfließt in Nordosten Indiens das Gebiet der North East Frontier Agency, den Staat Assam und mündet in Ost-Pakistan mit mehreren Verzweigungen in den nördlichsten Teil des Bengalischen Meerbusens. Zuflüsse sind Dibang und Lohit in NEFA, Kopili von Osten kommend, Manas und Sankosh aus Bhutan und Tista aus Sikkim. Die Mittelwasserführung oberhalb des Deltas beträgt rd. 12 000 m³/s.

Der Ganges (Ganga) entspringt in etwa 4100 m Höhe und tritt bei Hardwar nach relativ kurzem gefällereichen Lauf in die Ebene entlang der Südseite des Himalaja ein. Die linken Nebenflüsse Ghaghra, Gandak und Kosi kommen aus Nepal. Von rechts münden der Zwillingsfluß Yamuna mit Chambal und Betwa, sowie der Fluß Son ein. Vor der Mündung hat der Ganges sehr viele Verzweigungen, die sich teilweise mit denjenigen des Brahmaputra vereinigen. Der westliche Mündungsarm, Hoogly-River genannt, ist davon der wichtigste. In diesen mündet noch der Fluß Damodar. Der MQ-Abfluß des Ganges beträgt vor dem Delta etwa 14 000 m³/s.

In Tibet entspringt auch der Indus. Er durchfließt Ladakh, den Nordteil von Kashmir und sodann West-Pakistan. Seine Hauptnebenflüsse von Osten sind Jhelum, Chenab, Ravi und Sutlej, die mit seinem Mittellauf das als Kashmir grenzende Fünfströmland „Punjab“ bilden.

Alle in den Meerbusen von Bengalen mündenden Flüsse haben vor ihrer Mündung eine ausgeprägte Deltabildung. Dadurch erfordert beispielsweise die Erhaltung der Fahrrasttiefe im Hoogly, an dem Calcutta liegt, sehr umfangreiche Maßnahmen.

² Die Wasserwirtschaft 48 (1957/58), Nr. 12, S. 333.



Abb. 4. Die Hauptflüsse in Indien.

Die Wassermengen-Ganglinien vom Unterlauf einiger Flüsse sind in Abb. 6 dargestellt. Die starken Unterschiede der Wasserführungen werden durch die zeitlich konzentrierten Niederschläge und dem Mangel an großen Rückhaltespeichern, abgesehen vom Anteil der Firnfelder im Himalaja, verursacht. Zum Beispiel treten folgende Extremwerte auf:

Damodar bei Rhondia: HHQ = 22 650 m³/s; NNQ = 0 m³/s
Mahanadi bei Naraj: HHQ = 44 500 m³/s; NNQ = 5 m³/s
Umtru bei Burnihat: HHQ = 4 300 m³/s; NNQ = 4 m³/s
Sutlej bei Nangal: HHQ = 10 000 m³/s; NNQ = 50 m³/s
Ganges bei Feracca: HHQ = 60 000 m³/s; NNQ = 300 m³/s

Die mittleren Hochwässer steigen bei vielen Flüssen schon über das Tausendfache des Niederwassers an.

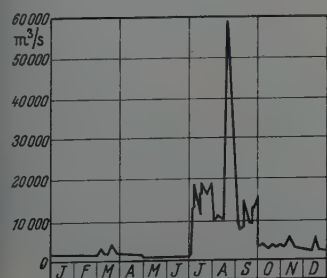
Als heilige Ströme werden in der Hindu-Religion vor allem Ganga, sowie Yamuna, Godavari, Krishna und Cauvery angesehen.

1902 bei Sivasamudram am Cauvery in Südindien mit 6000 PS Leistung bei einer Fallhöhe von 128 m. Der Strom diente dem Betrieb der Kolar-Gold-Fields in rd. 155 km Entfernung vom Kraftwerk. In den nächsten vier Jahrzehnten wurden wohl umfangreiche Untersuchungen für Ausbaumöglichkeiten durchgeführt, der Ausbau selbst ging jedoch nur sehr langsam voran.

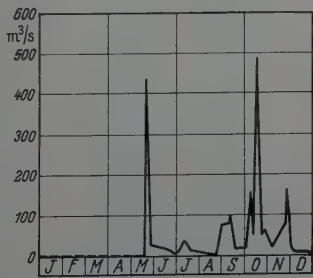
Die Tab. 2 und 3 geben einen Überblick über die Erzeugung und den Verbrauch an elektrischer Energie in den Jahren von 1939 bis 1955. Tab. 4 zeigt den Stand der öffentlichen Stromversorgung der Orte Indiens zu Ende des Jahres 1955. Der Anteil der Wasserkraftanlagen an der Stromerzeugung ist in Tab. 5 zusammengestellt. Seit 1951 wird nun in Fünfjahresplänen der gesamte Energieausbau systematisch durchgeführt. Eine Aufstellung der installierten Leistungen mit dem Stande von 1951 und 1956 sowie

Tabelle 2. Indexzahlen der Stromerzeugung in Indien von 1939 bis 1955.

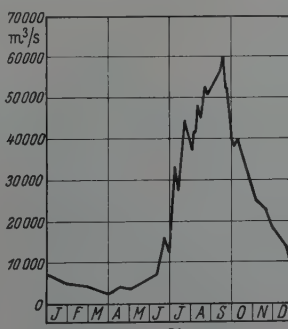
Kraftwerke	1939	1942	1943	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
Dampf	100	128,9	133,3	151,2	170,1	162,7	167,0	197,3	216,2	230,0	267,8	299,0	344,3	391,1	445,1
Öl	100	114,6	105,8	115,3	126,9	136,3	149,3	159,9	181,2	205,9	226,4	225,5	217,0	234,3	238,6
Wasser	100	130,9	150,6	155,9	160,9	158,4	167,8	181,5	190,4	192,7	218,7	214,0	222,8	247,5	286,2
Gesamt	100	129,4	141,5	152,3	163,5	159,4	166,8	187,3	201,0	209,1	239,9	250,6	274,2	308,0	351,8



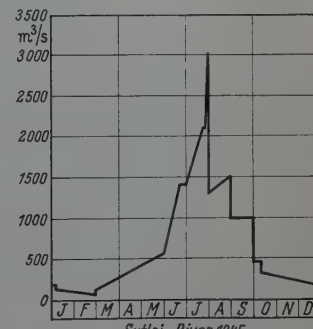
Godavari-River 1944



Pennar-River 1943



Ganga-River 1948



Sutlej-River 1945

Abb. 6. Wassermengenganglinien.



Abb. 5. Die Jog-Fälle (Sharavati-River) in Süd-Indien.

Strom- und Energieerzeugung

Die älteste Wasserkraftanlage in Indien wurde im Jahre 1895 für den Betrieb in einer Teeplantage bei Darjeeling gebaut. Danach ist im Jahre 1897 für die Versorgung der Stadt Darjeeling eine Anlage mit 130 kW installierter Leistung errichtet worden. Die nächste Wasserkraftanlage entstand im Jahre

Tabelle 3. Indexzahlen des Stromverbrauches in Indien von 1939 bis 1955.

Verbraucher	1939	1942	1943	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
Haushaltungen	100	108,3	118,5	131,2	159,2	184,0	206,5	249,9	289,2	320,5	363,5	384,2	421,6	462,9	519,5
Geschäfts- u. Handwerksbetr.	100	115,2	125,0	173,4	212,4	221,0	238,2	266,8	316,0	352,0	378,0	383,8	454,6	506,9	586,5
Industrie	100	140,3	154,6	166,8	174,0	161,9	162,4	180,7	189,6	192,2	225,5	236,7	266,5	301,0	346,8
Verkehrsmittel	100	114,1	117,9	122,6	125,2	125,9	128,9	137,6	139,4	143,5	153,4	151,1	166,8	176,0	187,7
Bewässerung	100	107,5	108,0	121,3	145,2	163,2	194,7	188,3	233,4	251,2	315,5	334,4	332,7	361,6	395,6
Öffentl. Beleuchtung	100	80,9	66,8	63,3	71,1	93,3	107,0	109,2	118,4	129,5	145,7	158,7	174,8	204,1	226,6
Wasserversorgung	100	119,5	131,2	141,1	152,6	159,6	164,2	171,0	175,9	184,3	206,2	214,2	234,2	262,3	277,5
Gesamt	100	130,9	142,5	153,9	164,4	160,1	165,0	182,9	196,8	204,3	235,6	246,0	275,1	307,4	349,5

Tabelle 4. Öffentliche Stromversorgung der Orte in Indien am Ende des Jahres 1955

Einwohnerzahl	Zahl der Orte (Stand 1951)	Öffentliche Stromversorgung	
		Zahl der Orte	%
über 100 000	73	73	100,00
50 000—100 000	112	112	100,00
20 000—50 000	401	340	84,79
unter 20 000	560 522	6 456	1,15
Gesamt	561 108	6 981	1,24

Tabelle 5. Anteil der Wasserkraftanlagen an der Strom-
erzeugung in Indien*.

Jahr	Gesamt		Anteil der Wasserkraftanlagen	
	Inst. Leistung kW	Jahresarbeit 10 ⁶ kWh	Inst. Leistung in %	Jahresarbeit
1900	1 130	—	11,5	—
1910	31 347	—	49,4	—
1920	130 009	—	57,3	—
1930	598 140	—	47,8	—
1939	1 069 719	2 442,415	41,3	—
1940	1 120 310	2 702,056	—	—
1941	1 148 114	3 120,817	—	—
1942	1 150 939	3 160,187	—	—
1943	1 182 046	3 455,195	—	—
1944	1 210 825	3 719,841	—	—
1945	1 249 454	3 992,838	—	—
1946	1 301 524	3 892,276	37,2	—
1947	1 363 265	4 073,318	37,3	53,9
1948	1 410 966	4 575,466	36,5	51,9
1949	1 537 186	4 909,289	36,4	50,7
1950	1 712 515	5 106,700	32,7	49,3
1951	1 835 426	5 858,403	31,3	48,8
1952	2 061 755	6 120,347	34,7	45,7
1953	2 305 190	6 697,187	31,7	43,5
1954	2 493 996	7 521,777	31,8	41,6
1955	2 694 817	8 592,451	34,9	43,5

* Die Angaben ab 1939 sind auf das Territorium der Landes-
grenzen seit 1947 bezogen. An Pakistan entfielen rd. 5 % der ge-
samten inst. Leistung und 4 % der gesamten Energieproduktion.

dem vorgesehenen Stand von 1961 enthält Tab. 6. In diesen
Tabellen sind die eigenen Anlagen der Industrie nicht
enthalten.

Für den Stand von 1955 liegen noch folgende Einzel-
angaben vor:

Anlagen für die öffentliche
Versorgung: 2 694 817 kW und 8 592,451 × 10⁶ kWh
Industrieeigene
Anlagen: 904 046 kW und 2 731,020 × 10⁶ kWh
Insgesamt: 3 598 863 kW und 11 323,471 × 10⁶ kWh

Dem entspricht eine Produktion an elektrischer Energie von
etwa 22 bzw. 30 kWh je Einwohner.

Die Gesamtzahlen der Bundesrepublik Deutschland be-
trugen für Anlagen über 1000 kVA im gleichen Jahre rd.
17 702 000 kW und 75 497 × 10⁶ kWh, wobei der Anteil
aus Wasserkraft jeweils 15,4 % ist. Hiervon entfallen auf
die Anlagen für die öffentliche Versorgung 11 529 000 kW
und 46 648 × 10⁶ kWh mit 21,4 % und 21,8 % für Wasser-
kraftwerke. Die Angaben für Italien lauten für das Jahr
1955 insgesamt 12 420 875 kW und 38 123,693 × 10⁶ kWh
mit einem Anteil der Wasserkräfte von 79,7 % bzw.
80,8 %³.

³ L'Energia Elettrica 33 (1956) Nr. 12, S. 1236—1296.

Bei Beginn des ersten Fünfjahresplanes wurde an-
genommen, daß die Verdoppelung des Sozialproduktes je
Kopf der Bevölkerung innerhalb von 25 Jahren — also
mit 5 solchen Planperioden — durchgeführt werden kann.
Auf Grund der bisherigen Erfolge hofft man dieses erste
Hauptziel bereits nach 4 Planperioden zu erreichen. Dabe-
wächst gegenwärtig die Bevölkerung des Landes um etw-
4,5 Millionen Menschen im Jahr. Von den 23,56 Milliarden
Rupees für den ersten Fünfjahresplan wurden rd. 28 %
für Bewässerung und Kraftausbau (einschl. Wärmekraft

Tabelle 6. Installierte Leistung der Kraftwerke
in den einzelnen Staaten von Indien.

Staat	Bestand				Projekt	
	März 1951 Wasser (MW)	März 1951 Wärme (MW)	März 1956 Wasser (MW)	März 1956 Wärme (MW)	März 1961 Wasser (MW)	März 1961 Wärme (MW)
Andhra	—	—	34,00	36,02	174,00	66,00
Assam	0,55	2,81	0,55	4,43	13,05	14,40
Andamans u. Nicobar	—	—	—	1,10	—	1,10
Ajmer	—	2,57	—	3,37	—	3,37
Bhopal	—	1,28	—	3,78	—	8,70
Bihar	—	44,98	4,00	197,04	144,00	279,50
Bombay	245,12	171,06	279,91	343,37	519,91	535,50
Coorg	—	0,11	—	0,37	—	0,37
Delhi	—	37,54	—	59,60	—	59,60
Himachal Pradesh	0,22	0,13	0,23	0,29	3,33	0,20
Hyderabad	—	21,07	15,00	27,63	52,00	68,00
Jammu u. Kashmir	4,33	1,96	10,61	2,31	21,61	2,40
Kutch	—	0,61	—	2,46	—	8,70
Madhya Pradesh	—	27,84	—	83,99	—	280,90
Madhya Bharat	—	13,69	—	27,45	92,00	42,90
Madras	96,15	71,88	165,15	91,82	422,15	121,80
Mysore	107,20	—	178,30	—	211,50	—
Manipur	0,15	0,11	0,15	0,41	0,15	0,70
N.E.F.A.	—	—	—	—	—	1,10
Orissa	0,01	4,61	0,01	10,95	232,50	10,90
P.E.P.S.U.	0,24	6,50	0,24	6,59	0,24	6,50
Punjab	49,75	11,63	97,75	25,97	643,75	25,90
Pondicherry	—	—	—	5,00	—	5,00
Rajasthan	—	24,12	—	35,52	—	61,50
Saurashtra	—	21,89	—	31,73	—	83,00
Travancore-Cochin	30,10	4,48	85,50	4,12	246,50	4,10
Tripura	—	0,31	—	0,31	—	2,60
Uttar Pradesh	22,70	161,14	82,28	213,11	312,08	313,40
Vindhya Pradesh	—	1,37	—	2,61	—	25,60
West-Bengal	2,76	519,53	2,76	544,75	11,76	694,70
Summe	559,28	1 153,22	956,44	1 766,10	3 100,53	2 729,60

werke) aufgewendet. Für den zweiten Plan sind 48 Milliar-
den Rs mit einem entsprechenden Anteil von 19 % vor-
gesehen (1 Rupie entspricht rd. 0,85 DM).

Von den Energieträgern Kohle, Erdöl, Erdgas und
Wasserkraft stellt nach bisherigen Untersuchungen die
Wasserkraft den weitaus größten Anteil dar. Zudem ist
sie günstiger über das ganze Land verteilt. Geringe Erdöl-
und Erdgasvorkommen wurden bisher im Staate Assam er-
schlossen. Kohlenflöze liegen vorwiegend in Bihar, West
Bengal und Orissa, also ebenfalls im Ostteil des Landes.
Getrockneter Dung als Heizmaterial, insbesondere für
Haushaltungen, stellt z. Z. noch einen sehr hohen Anteil
(man schätzt 75 %) zur Abdeckung des Gesamtbedarfes an
Primärenergie dar. Mit dieser althergebrachten Art der
Energiegewinnung wird der Dung natürlich vollständig der
landwirtschaftlichen Verwendung entzogen. Die Steige-
rung des Ernteertrages ist somit nicht nur von der Be-
wässerung, sondern auch von der Energieversorgung ab-
hängig. Zu erwähnen ist ferner die Möglichkeit der Aus-



Abb. 8 Ausbauplan der Wasserkräfte der ostwärts fließenden Flüsse in Süd-Indien (s. a. Tab. 8).

von Atomkraftwerken wird für Gebiete vorgesehen, die weitab von Kohlevorkommen liegen und für die der zu erwartende Energiebedarf durch Wasserkräfte nicht allein gedeckt werden kann.

Wasserkraftanlagen

Die Erschließung der Wasserkraftreserven nimmt den ersten Platz in der indischen Energieplanung ein. Eine Übersicht über den vorgesehenen Wasserkraftausbau in vier der vorgenannten Flußgebiete zeigen die Abb. 7 bis 10 mit den Tab. 7 bis 10. Dies ist der Stand der Ausarbeitung

zung von Sonnenenergie. Man denkt hierbei besonders an die Nutzung für die Kühlung von Wohn- und Arbeitsräumen. Weiterhin verfügt Indien über große Vorkommen an Monazitsand, in dem bis zu 10 % Thorium enthalten sind. Uranlager sind ebenfalls bekannt. Die Planung

Tabelle 7. Ausbauplan der Wasserkräfte der westwärts fließenden Flüsse in Süd-Indien (Abb. 7).

Lfd. Nr.	Kraftwerk	Fluß	Fallhöhe m	Leistung kW
1	Mahadayi	Mahadayi (Mandvi)	487,5	48 000
2	Kalinadi	Kalinadi	442,0	646 000
3	Bedti-Sonda	Bedti	396,0	218 000
		Tatti Halla		70 000
		Sonda u. Patnadhalla	382,5	132 000
4	Aghanashini	Aghanashini (Tadri)	434,5	210 000
5	Jog No. I	Sharavati	366,0	120 000
6	Sharavati-Main	Sharavati	497,0	485 000
7	Manakundur	Yennehole	527,5	94 000
8	Chakranadi	Chakranadi	411,5	20 000
9	Varahi	Varahi	480,0	106 000
10	Barapole	Barapole	609,5	140 000
11	Silent Valley	Kundipula	756,0	64 000
12	Sholaiar	Sholaiar	320,0	60 000
13	Poringlakuthu	Chalakudi	181,5	40 000
14	Chalakudi	Chalakudi	268,0	148 000
15	Lower Chalakudi	Chalakudi	152,5	118 000
16	Periyar (Madras)	Periyar	305,0	33 500
17	Perumkulam	Periyar	756,0	275 000
18	Arakulam	Periyar	640,0	180 000
19	Kellar	Kellar	213,5	18 000
20	Panniar	Panniar	183,0	13 500
21	Mudarapuzha	Perinjakutti	350,5	169 000
		Mudarapuzha	221,0	
22	Pallivasal	Mudarapuzha	609,5	32 000
23	Sengulam	Mudarapuzha	359,5	37 500
24	Lower Periyar	Periyar	143,5	74 000
25	Puyankutti	Puyankutti	219,5	20 000
26	Pambiyar	Pambiyar	701,0	166 000

Summe: 3 737 500

Die Projekte Nr. 1—10 stellen die Mysore-Gruppe und die Projekte Nr. 11—26, ausgenommen Nr. 16, die Kerala-Gruppe dar.



Abb. 7. Ausbauplan der Wasserkräfte der westwärts fließenden Flüsse in Süd-Indien (s. a. Tab. 7).

gen bis 1954⁴. Die dargestellten Ländergrenzen wurden in der Zwischenzeit zum Teil etwas geändert, wie beispielsweise die Vergrößerung des Staates Mysore (Sprache Kannada) am 1. November 1956. Weitere Veränderungen nach den Sprachgrenzen sind möglich. Es wird z. B. auch die Teilung des Staates Bombay erwogen, und zwar in Mahagujarath im Norden (Sprache Gujarathi) und San'yukta Maharashtra bzw. Bombay State im Süden (Sprache Marathi).^{*}

⁴ Die Leistungsangaben in den Tabellen 7 bis 10 sind Durchschnittswerte und stellen nicht die zu installierende Leistung dar.

^{*} Wurde am 1. 5. 1960 durchgeführt.

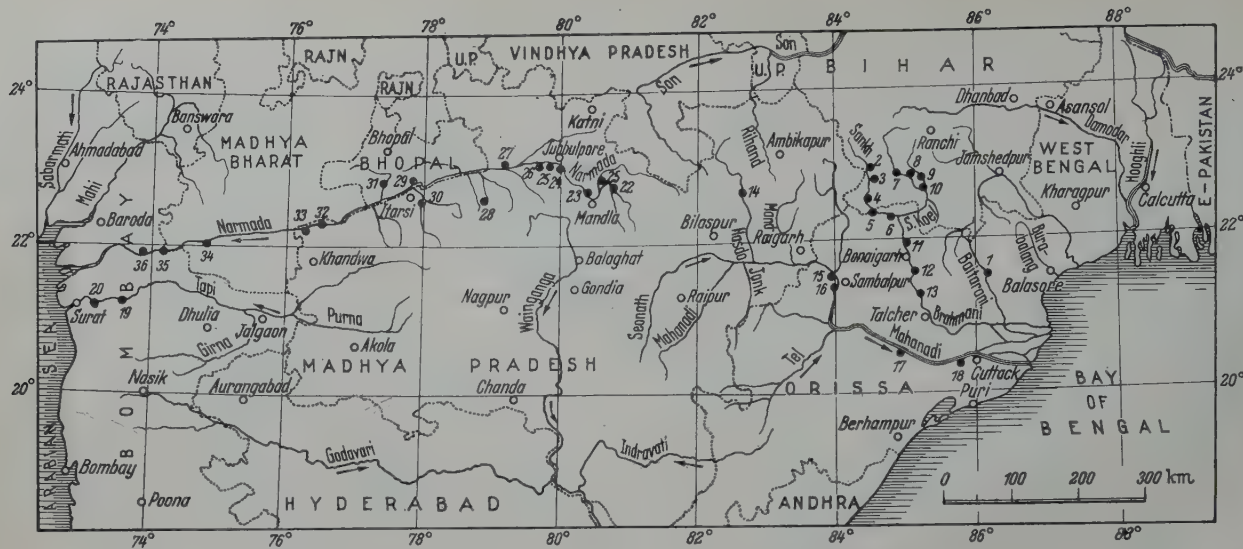


Abb. 9. Ausbauplan der Wasserkräfte in Mittel-Indien (s. a. Tab. 9).

Tabelle 8. Ausbauplan der Wasserkräfte der ostwärts fließenden Flüsse in Süd-Indien (Abb. 8).

Tabelle 9. Ausbauplan der Wasserkräfte in Mittel-Indien (Abb. 9).

Lfd. Nr.	Kraftwerk	Fluß	Fallhöhe m	Leistung kW	Lfd. Nr.	Kraftwerk	Fluß	Fallhöhe m	Leistung kW
1	Bhandardara	Pravara	91,5	24 000	1	Baitarani	Baitarani	213,5	275 000
2	Kawalguda	Godavari	15,0	14 500	2	Jurtila	Sankh	42,5	19 500
3A	Devnoor I	Manjira	76,0	33 000	3	Sarubera	Sankh	152,5	70 000
	Devnoor II	Manjira	30,5	13 000	4	Poraltoli	Sankh	116,0	110 000
3B	Nizamsagar	Manjira	19,0	3 000	5	Chinda	Sankh	30,5	29 000
4	Kushtapuram	Godavari	12,0	22 600	6	Mandria	Sankh	30,5	29 000
5	Wainganga Main	Wainganga	36,5	333 000	7	Basia	S. Koel	35,0	25 000
6A	Samda	Wainganga	13,5	125 000	8	Betarkera	S. Koel	24,0	18 000
6B	Ghargaoon	Wainganga	15,0	139 000	9	Upper Karo	Karo-S. Koel	173,5	180 000
6C	Kungara	Wainganga	17,0	152 000	10	Lower Karo	Karo-S. Koel	27,5	28 500
7	Pranhita	Pranhita	29,5	280 000	11	Upper Brahmani	Brahmani	21,5	40 000
8	Chitrakot	Indravati	106,5	116 000	12	Barakot	Brahmani	21,5	55 000
9	Gudra	Gudra	68,5	19 500	13	Lower Brahmani	Brahmani	33,5	160 000
10	Bodghat	Indravati	100,5	295 000	14	Hasdo	Hasdo	45,5	62 500
11	Kutru	Indravati	39,5	173 000	15	Hirakud Main	Mahanadi	29,5	216 000
12	Maji-Mendri	Indravati	114,5	500 000	16	Hirakud Sub.	Mahanadi	23,0	
13	Kotri-Nibra	Kotri u. Nibra	129,5	185 000	17	Tikkarapara	Mahanadi	39,0	333 000
14	Bhopalapatnam	Indravati	27,5	200 000	18	Naraj	Mahanadi	18,5	225 000
15	Inchenpalli	Godavari	36,5	500 000	19	Ukai I	Tapi	51,0	133 000
16	Singareddi	Godavari	10,5	145 000	20	Ukai II	Tapi	33,0	
17	Lakshmipuram	Godavari	23,0	310 000	21	Rosra	Narmada	61,0	53 000
18	Upper Kolab	Kolab	271,5	120 000	22	Burhner	Narmada	42,5	26 500
19	Lower Kolab	Kolab	167,5	80 000	23	Pandaria	Narmada	41,0	60 000
20	Machkund	Machkund	259,0	100 000	24	Bargi	Narmada	17,0	27 000
21	Upper Sileru	Sileru	106,5	100 000	25	Jhiri	Narmada	7,5	12 500
22	Lower Sileru	Sileru	198,0	180 000	26	Sagra	Narmada	17,0	27 000
23	Polavaram	Godavari	13,5	172 000	27	Chinki	Narmada	27,5	45 000
24	Bhivpuri	Andhra	521,0	235 000	28	Sitarewa	Sitarewa	228,5	11 000
25	Khopoli	Indrayani	526,0	bestehend + 85 000	29	Hoshangabad	Narmada	24,5	40 000
26	Bhira	Mula u. Pauna	495,5	von Pauna	30	Tawa	Tawa	39,5	22 500
27	Kundalika	Kundalika	61,0	35 000	31	Kolar Main	Kolar	99,5	13 000
28A	Koyna Main	Koyna	487,5	408 000	32	Punasa	Narmada	58,0	450 000
28B	Koyna Tailrace	Koyna	76,0	64 000	33	Barwaha	Narmada	24,5	200 000
29	Koyna Dam	Koyna	—	30 000	34	Harinphal	Narmada	35,0	320 000
30	Bidri	Krishna	24,5	72 000	35	Keli	Narmada	52,0	475 000
31	Hunkunti	Krishna	20,0	82 000	36	Broach	Narmada	27,5	100 000
32	Jaldrug	Krishna	76,0	280 000	Summe: 3 891 600				
33A	Tungabhadra (Hyd.)	Tungabhadra	—	40 500	Einige der erwähnten Anlagen wurden bereits fertig gestellt, andere befinden sich im Bau oder in der Bauvorbereitung. Die Ausbaukosten je kW installierter Leistung werden wie folgt angegeben ⁵: Wasserkraftanlagen Dampfkraftwerke Dieselskraftwerke Rs 500—1700 Rs 800—1000 Rs 570—1200. In Abb. 11 und Tab. 11 sind die größten Wasserbau- und Kraftwerksprojekte im Rahmen der ersten beiden Fünfjahrespläne enthalten. Nachstehend sollen noch kurze Beschreibungen einiger Wasserkraftanlagen folgen.				
33B	Tungabhadra (Mys.)	Tungabhadra	—	37 000					
34	Siddeswararam	Krishna	30,5	150 000					
35	Srisaillam	Krishna	55,0	270 000					
36	Nandikonda	Krishna	91,5	40 000					
37	Pulichintala	Krishna	33,5	20 000					
38A	Sivasamudram	Cauvery	131,0	—					
38B	Shimsha	Cauvery	192,0	63 000					
39	Mekadatu	Cauvery	61,0	20 000					
40A	Mettur (Old)	Cauvery	18,3-48,8	17 000					
40B	Mettur (New)	Cauvery	—	200 000					
41A	Pykara	Pykara	937,0	54 000					
41B	Moyar	Pykara	390,0	22 600					
42A	Kundah Palam	Kundah	343,0	40 870					
42B	Kundah Main	Kundah	753,0	113 900					
42C	Lower Kundah	Kundah	474,0	86 000					
43	Papanasam	Tambraparni	91,5	21 750					
Summe: 6 788 220					⁵ Indian Journal of Power and River Valley Development (1959), Nr. 10, S. 1—6.				

Periyar Projekt

Die Anlage nutzt Wasser vom bestehenden Periyar-Stausee in Kerala (Abb. 12). Das Kraftwerk (480 m üb. M.) liegt 10 km vom Ort Gudalur entfernt (Madurai-Distrikt) im Staat Madras. Im Zuge der Triebwasserleitung befindet sich noch ein kleines Becken mit einer 28,3 m hohen Mauer, von dem 4 Rohrleitungen mit je 975 m Länge zum Krafthaus führen. Die Fallhöhe der Anlage ist 385 m. Die installierte Leistung beträgt im ersten Bauabschnitt $3 \times 35\,000\text{ kW} = 105\,000\text{ kW}$ und im Endausbau $140\,000\text{ kW}$. Die Arbeiten wurden im Jahre 1955 begonnen und dürften inzwischen beendet sein. Baukosten: 100,9 Mill. Rs.

Sharavati Valley Projekt

Die Nutzung der Wasserkräfte im Bereich der 255 m hohen Jog-Fälle (Abb. 5), den größten Wasserfällen in Asien, soll durch die in den Jahren 1939–52 errichtete erste Anlage und durch die im Bau befindliche neue Anlage erfolgen (Abb. 13). Die mittlere jährliche Wasserfracht des Flusses beträgt $4,5 \times 10^9\text{ m}^3$.

Für das erste Werk befindet sich rd. 16 km oberstrom von Jog die Hirebhasgar-Sperre mit einem Stausee von $707,5 \times 10^6\text{ m}^3$ Inhalt. Für die Hochwasserentlastung dienen 11 Spiral-Siphons zu je $340\text{ m}^3/\text{s}$ Abfuhrvermögen.

Tabelle 10. Ausbauplan der Wasserkräfte im Brahmaputra-Gebiet (Abb. 10).

Lfd. Nr.	Kraftwerk	Fluß	Fallhöhe m	Leistung kW
1	Rikor	Dihang	198,0	2 500 000
2	Pang I	Dihang	122,0	1 550 000
3	Etalin	Tangon (Dibang)	457,0	400 000
4	Idipo	Tangon	244,0	225 000
5	Makong	Krawnaon	381,0	860 000
6	Kuiton	Tellu	329,0	840 000
7	Demwe	Tellu	152,5	430 000
8	Subansiri	Subansiri	94,5	1 000 000
9	Kameng	Kameng	652,5	365 000
10	Lobang	Kopili	143,5	97 000
11	Kopili	Kopili	378,0	250 000
12	Umbi	Umiam u. Umkhen	164,5	75 000
13	Rang Phlang	Umiam u. Umkhen	372,0	200 000
14	Thengrak	Umiam u. Umkhen	143,5	75 000
15	Umtru I	Umtru	158,5	43 500
16	Umtru II	Umtru	59,5	16 000
17	Ladpanar	Khri	434,5	55 000
18	Rangmaw	Kynshi	487,5	205 000
19	Syntein	Kynshi	472,5	200 000
20	Tanglang	Umngi u. Umiew	987,5	290 000
21	Nongstein	Kynshi	320,0	228 000
22	Nonglingkein	Umngi u. Umiew	126,5	90 000
23	Zema	Tista	625,0	120 000
24	Chunthang	Tista	1173,5	340 000
25	Singhik	Tista	774,0	265 000
26	Dikchu	Tista	183,0	90 000
27	Singtam	Tista	244,0	133 000
28	Khokhon	Tuivai	82,5	64 000
29	Tuitoi	Tuivai	273,0	200 000
30	Barak	Barak	103,5	600 000
31	Angam	Manipur	103,5	120 000
32	Thoubal	Iril	30,5	6 500
33	Kungpi	Thoubal	49,0	9 500
34	Longwal Lok	Manipur-Diversion	344,5	375 000
35	Lungleng	Tyao	277,5	300 000
			323,0	650 000

Summe: 13 267 500

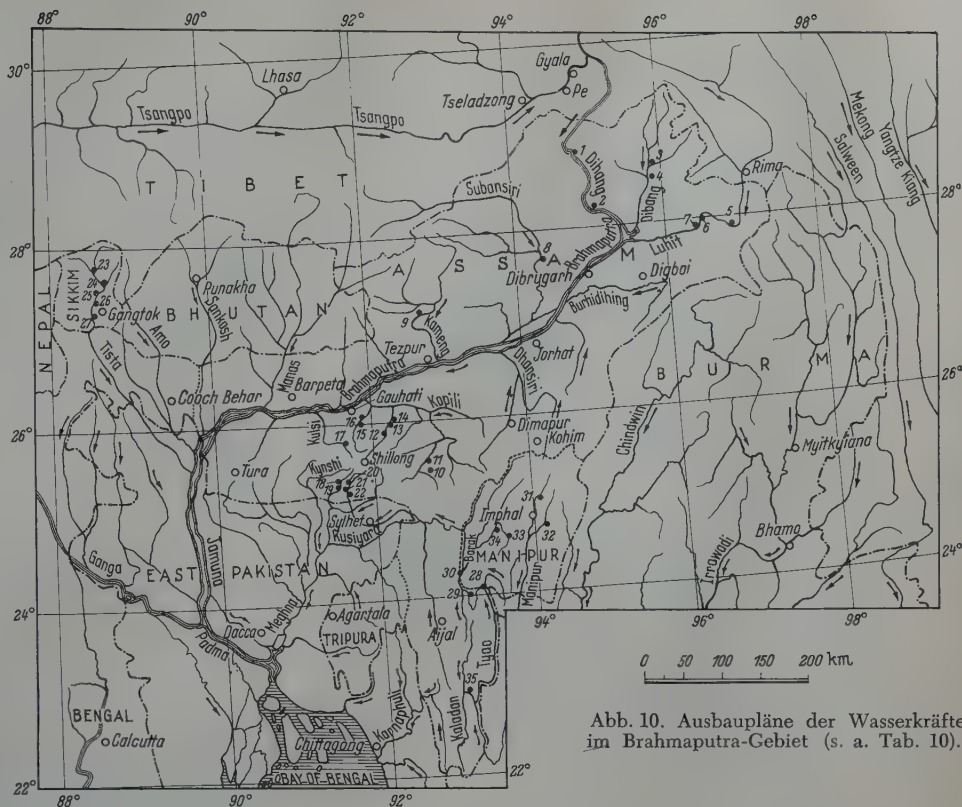


Abb. 10. Ausbaupläne der Wasserkräfte im Brahmaputra-Gebiet (s. a. Tab. 10).

Etwa 4 km von Jog entfernt liegt das Karagal-Wehr. Dort zweigt die Triebwasserleitung ($Q_{1/1} = 32,5\text{ m}^3/\text{s}$) ab. Nach dem 90 m langen Einlaufstollen folgt ein Kanal, der in seinem Lauf das $226\,500\text{ m}^3$ fassende Sirur-Becken einschließt. Die folgende Rohrbahn besteht aus 4 Leitungen mit 1,83 m Durchmesser und rd. 1005 m Länge. Vor dem Krafthaus wird jede Leitung in zwei Stränge geteilt, die unter ca. 45° Neigung einfallen. Im Mahatma Gandhi Kraftwerk sind 4 Maschinensätze zu je $12\,000\text{ kW}$ und



Abb. 12. Der Periyar-Stausee.

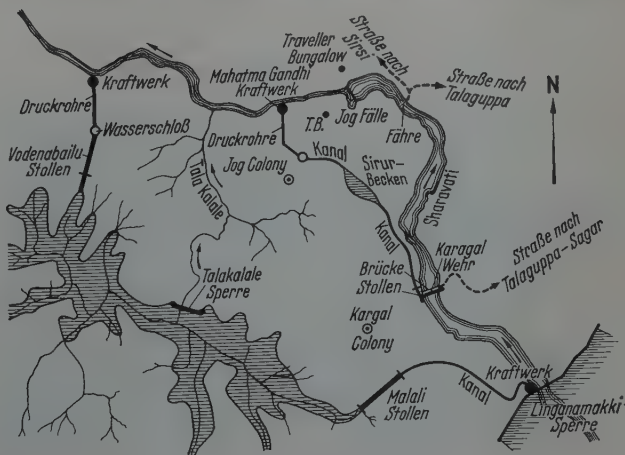
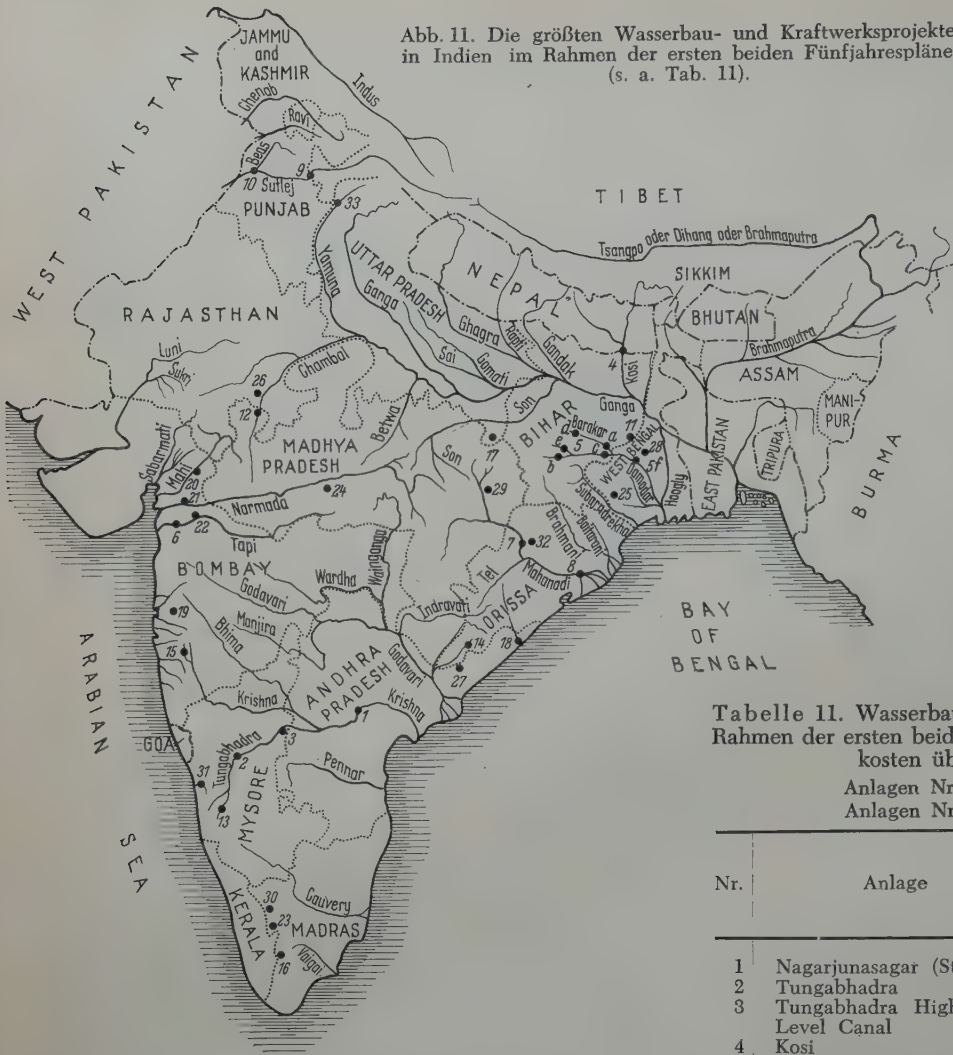


Abb. 13. Lageplan des Sharavati Valley-Projektes.

Abb. 11. Die größten Wasserbau- und Kraftwerksprojekte in Indien im Rahmen der ersten beiden Fünfjahrespläne (s. a. Tab. 11).



Fallhöhe beträgt 455,5 m. Die Kosten für den Endausbau werden mit 538 Rs je kW angegeben. Auf der Baustelle sind ca. 20 000 Arbeitskräfte beschäftigt.

Kundah Projekt

Für die Nutzung der Wasserkräfte im Kundah-Becken (Nilgiri Distrikt) im Staat Madras sind Sperren an den Flüssen Avalanche, Emerald und Pegumbahalla, sowie drei Kraftwerke vorgesehen. Mit dem Ausbau der beiden oberen Stufen wurde Ende 1955 begonnen.

Das Kraftwerk der Stufe I liegt bei Kundahpalam, etwa 32 km von der Stadt Ootacamund (Ooty) entfernt, in 1632 m Höhe. Die Fallhöhe der Anlage beträgt 358 m. Im ersten Bauabschnitt werden 2 Maschinensätze mit je 20 000 kW installiert. Die Leistung im Endausbau ist 60 000 kW.

Tabelle 11. Wasserbau- und Kraftwerksprojekte in Indien im Rahmen der ersten beiden Fünf-Jahres-Pläne. Anlagen mit Baukosten über 100 Mill. Rs (Abb. 11).

Anlagen Nr. 1—17 = 1. Fünfjahresplan
Anlagen Nr. 18—33 = 2. Fünfjahresplan

Nr.	Anlage	Fluß	Gruppiertes Flutgebiet.	Bemerkungen
1	Nagarjunasagar (Stage 1)	Krishna	2	
2	Tungabhadra	Tungabhadra	2	
3	Tungabhadra High Level Canal	Tungabhadra	2	
4	Kosi	Kosi	5	
5	Damodar Valley	—	5	
	a) Maithon	Barakar		{ Dampf-Kr.-W.
	b) Bokaro	—		
	c) Panchet Hill	Damodar		
	d) Tilaiya	Barakar		
	e) Konar	Konar		
	f) Durgapur Barrage	Damodar		
6	Kakrapar	Tapi	3	
7	Hirakud (Stage 1)	Mahanadi	3	
8	Mahanadi Delta	Mahanadi	3	
9	Bhakra Nangal	Sutlej	6	
10	Harike Barrage	Sutlej	6	
11	Mayurakshi	Mor oder Mayurakshi	5	
12	Gandhisagar Dam (Chambal Stage 1)	Chambal	5	
13	Bhadra	Bhadra	2	
14	Machkund	Machkund	2	
15	Koyna	Koyna	2	
16	Periyar	Periyar	1	
17	Rihand	Rihand	5	
18	Vamsadhara	Vamsadhara	3	
19	New Khadakwasla	Mutha	2	
20	Kadana (Mahi Stage 1)	Mahi	3	
21	Namada	Namada	3	
22	Ukai	Tapi	3	
23	Diversion of West Flowing Rivers	—	1	
24	Tawa	Tawa	3	
25	Kangsabati	Kangsabati u. Kumari	5	
26	Kotah Barrage (Chambal Stage 2)	Chambal	5	
27	Sileru	Sileru	2	
28	Durgapur	—	5	{ Dampf-Kr.-W.
29	Korba	—	3	
30	Kundah	Kundah	2	
31	Sharavati	Sharavati	1	
32	Hirakud (Stage 2) Subsidiary Dam	Mahanadi	3	
	Chiplima			
33	Yamuna	Yamuna	5	

4 Einheiten zu je 18 000 kW, also insgesamt 120 000 kW installiert, die unter 370 m Fallhöhe arbeiten. Die Anlage nutzt etwa 20 % des Dargebotes. Ihre Ausbaukosten betragen 688 Rs je kW.

Für die neue Anlage entsteht 7 km oberstrom der Wasserfälle die Linganamakki-Sperre (Abb. 14). Sie wird aus Mauerwerk, der in Indien althergebrachten Bauweise, ausgeführt. Im Endausbau beträgt die Länge der Mauer 2160 m bei 62,5 m maximaler Höhe. Der Stausee hat im Vollstau 320 km² Spiegelfläche und 5,3 × 10⁹ m³ Gesamtvolumen, wovon 83 % Nutzwasser sind. An der Mauer ist ein Kraftwerk mit 2 × 20 000 kW Leistung vorgesehen. Die Triebwasserleitung bis zum Talakalale-See wird für 175 m³/s ausgebaut und der zweite Teil bis zum Kraftwerk für 245 m³/s dimensioniert. Im ersten Bauabschnitt werden 2 × 89 000 kW installiert. Der Endausbau sieht 10 × 89 000 = 890 000 kW installierte Leistung vor. Die



Abb. 14. Linganamakki-Sperre: Aushubarbeiten.

Das Kraftwerk II befindet sich am linken Ufer des Pumbahalla-Flusses in ca. 48 km Entfernung von Ootacund. Es liegt rd. 877 m über dem Meer. Diese Stufe hat eine Fallhöhe von 753 m. Zunächst werden 4 Einheiten zu je 35 000 kW in Betrieb genommen. Die installierte Leistung des Endausbaues beträgt 175 000 kW.
Der Bauplan für beide Werke erstreckt sich bis 1960/61. Die Kosten wurden auf 354,4 Mill. Rs veranschlagt.

Pykara Projekt

Die Hochdruckanlage am Pykara-Fluß mit dem Kraftwerk Singara (1036 m ü. M.), etwa 32 km von Ootacund entfernt, ist das älteste Projekt im Staate Madras.

1. Bauabschnitt	1929—33
2. Bauabschnitt	1937—39
3. Bauabschnitt	1946—56

Das Werk verfügt über eine Fallhöhe von 938,8 m, dem bisher größten ausgebauten Gefälle in Asien. Verlegt sind Rohrbahnen mit je 3050 m Länge. Die installierte Leistung beträgt 70 200 kW.

Machkund Projekt

Der Machkund ist ein linker Nebenfluß am Unterlauf des Godavari. Die Talsperre (Abb. 15) liegt bei Jalaput, rd. 200 km nordwestlich der Küstenstadt Visakhapatnam (Vizagapatam) in Andhra Pradesh. Sie ist in Mauerwerk ausgeführt, hat eine Kronenlänge von 410,0 m, eine maxi-



Abb. 15. Die Jalaput-Sperre am Machkund im Bauzustand.

male Höhe von 53,6 m und ein Volumen von 353 800 m³. Der Speichereinhalt beträgt 770×10^6 m³. Für die Wasserentnahme ist 22,5 km unterstrom eine kleine Sperre von 16,0 m Länge, 15,2 m max. Höhe und 56 600 m³ Mauerwerk errichtet. Installierte Leistung im Krafthaus:

1. Bauabschnitt	$3 \times 17\,000$ kW =	51 000 kW
2. Bauabschnitt	$3 \times 23\,000$ kW =	69 000 kW

Insgesamt = 120 000 kW.

Mit dem Bau wurde im Herbst 1946 begonnen. Der erste Bauabschnitt war im Sommer 1956 fertiggestellt.

Tungabhadra Projekt

Die Zwillingsflüsse Tunga und Bhadra entspringen in den West-Ghats und vereinigen sich nach kurzem Lauf in der Nähe von Shimoga. Der gesamte Flußlauf hat bis zur Mündung in den Krishna eine Länge von rd. 640 km.

Das Flußgebiet wird schon im indischen Volksepos Ramayana unter dem Namen „Pampa“ erwähnt. Für Bewässerungszwecke sind vor einigen Jahrhunderten unter den Raya Königen von Vijayanagar mehrere Wehre errichtet worden. Hierbei ist besonders der vierte Herrscher dieser Dynastie, Bukka II (1399—1406), zu nennen, der die Hauptstadt ausbaute und ihre Umgebung durch künstliche Bewässerung in eine blühende Gegend verwandelte. In der Mitte des 19. Jahrhunderts hat Sir Arthur Cotton, der auch „irrigation wizard“ genannt wird, ein Bewässerungsprojekt ausgearbeitet, nach welchem 1861 der Kurnool-Cuddapah-Kanal in Angriff genommen wurde. Umfangreiche Untersuchungen für die Nutzung des Wassers im Flußgebiet hat sodann Sir Mackenzie (1902—06) durchgeführt. Das heutige Projekt wurde von M. S. Thirumale Iyengar bearbeitet.

Die Sperre (Abb. 16 und 17) liegt bei Mallapuram, etwa 5 km von Hospet entfernt, im Bellary Distrikt⁶. Der Stausee hat 378 km² Oberfläche und $3,76 \times 10^9$ m³ Inhalt. Davon sind 98,5 % Nutzinhalt. Insgesamt mußten 54 500 Personen umgesiedelt werden.

Die Hauptsperre ist mit 1822 m Kronenlänge und max. 49 m Höhe die bisher größte Bruchstein-Staumauer in Indien. Der mittlere Teil hat auf 701 m Länge 33 Überfallöffnungen mit Rollschützen ($18,28 \times 6,10$ m). Die Entlastungsanlage ist für $2 \times \text{HHQ} = 18\,500$ m³/s ausgelegt. Auf der linken Talseite waren noch zwei kleine Nebensperren von 152 m und 465 m Länge erforderlich. Auf die-

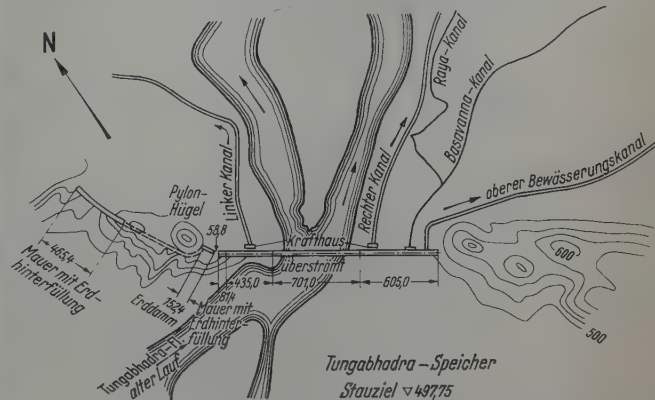


Abb. 16. Lageplan der Tungabhadra-Sperre.

ser Baustelle sind maximal bis 20 000 Arbeitskräfte beschäftigt worden.

Auf beiden Talseiten befindet sich ein Sperrenkraftwerk mit anschließendem Hauptkanal für die Bewässerung. In jedem Kraftwerk sind 4 Maschinensätze zu 9000 kW vorgesehen. Bisher wurden je 2 Einheiten installiert.

Das zunächst vorgesehene Bewässerungsgebiet hat auf der linken Seite eine Ausdehnung von 2347 km² und umfaßt auf der rechten Seite 1012 km². Der Bewässerungsschlüssel wurde nach Versuchen auf der Siruguppa Research Farm festgesetzt.

Im rechtsseitigen Hauptkanal befindet sich nach 22,5 km, nahe der berühmten Ruinen von Hampi, ein Kraftwerk für 4 Maschinensätze zu je 9000 kW, wovon bisher eben-

⁶ Die Wasserwirtschaft 50 (1960), Nr. 5, S. 134—135.

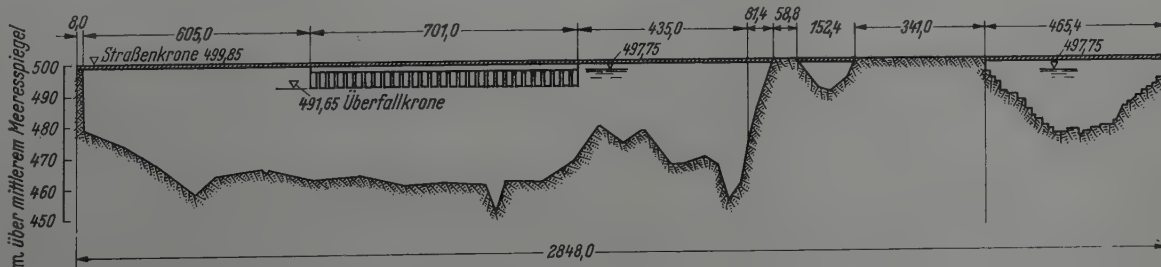


Abb. 17. Übersichts-Längenschnitt der Tungabhadra-Sperre.

falls 2 Einheiten installiert sind. Nach diesem Kraftwerk werden von der Zuflußmenge von rd. $70 \text{ m}^3/\text{s}$ etwa $20 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Unterlieger in den Fluß zurückgegeben.

Der linke Hauptkanal, der ebenfalls noch Möglichkeiten für die Energiegewinnung bietet, soll teilweise auch der Binnenschifffahrt dienen. Die größte Wasserführung ab Talsperre beträgt $198 \text{ m}^3/\text{s}$. Davon werden $88 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Bewässerung benötigt, der Rest wird ebenfalls zugunsten der Unterlieger dem Fluß wieder zugeführt.

Rechtsseitig ist noch ein höher gelegener Kanal von 196 km Länge mit $113 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasserführung für die Bewässerung von rd. 1570 km^2 vorgesehen.

Bhadra Projekt

Die Bhadra-Sperre bei Lakkavalli (Chickmagalur Distrikt) im Staat Mysore besteht aus einer Bruchsteinmauer von 426,7 m Kronenlänge und 76,8 m maximaler Höhe mit anschließendem 83,3 m langen und 33,2 m hohen Erdamm. Der Stausee hat 207 km^2 Wasserspiegelfläche und $1,78 \times 10^9 \text{ m}^3$ Inhalt. Zwei Hauptkanäle von 340 km Länge dienen der Bewässerung eines Gebietes von 948 km^2 . Die beiden Sperrenkraftwerke haben insgesamt 33 200 kW installierte Leistung. Der Bau wurde 1947 begonnen und soll bis 1961 fertiggestellt sein.

Koyna Projekt

Der Koyna-Fluß entspringt auf der Westseite des Mahabaleshwar Plateaus, fließt auf seinem 65 km langen Weg nach Süden am historischen Fort Pratapgad vorbei, ändert bei Helwak die Richtung nach Osten und mündet nach weiteren 55 km bei Karad in den Krishna-Fluß (Abb. 18).



Abb. 18. Lageplanskizze des Koyna-Projektes.

Bei Deshmukhwadi, 5 km nördlich Helwak, im Nord-Satara Distrikt ist die Koyna-Gewichtsstaumauer im Bau (Abb. 19 und 20). Sie wird aus Grobrüttelbeton hergestellt.

Das Einzugsgebiet umfaßt 900 km^2 . Die Staumauer wird 82,5 m hoch. Der Stausee hat dann 115 km^2 Oberfläche und $2,80 \times 10^9 \text{ m}^3$ Inhalt. Im ersten Bauabschnitt betragen bei 63,3 m Mauerhöhe die betreffenden Größen 55 km^2 und

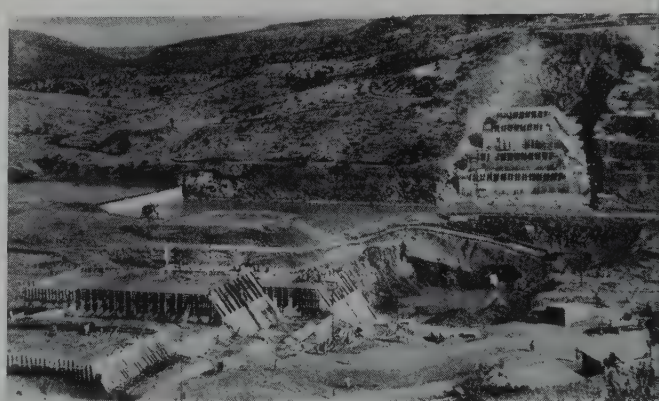


Abb. 19. Die Koyna-Staumauer im Bau.

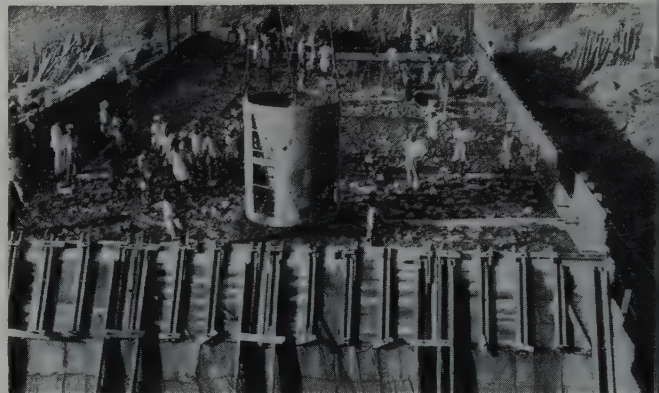


Abb. 20. Koyna-Staumauer: Betonierung.

$1,02 \times 10^9 \text{ m}^3$. Der Beginn der Betonierungsarbeiten erfolgte am 1. März 1958 im Beisein des Ministerpräsidenten von Bombay State, Mr. Y. B. Chavan.

Das Triebwasser wird westwärts durch die Berge geleitet und dem Kavernenkraftwerk Pophali ($198,5 \times 15,5 \text{ m}$) zugeführt. Die maximale Fallhöhe ist im Endausbau 512 m. Die Leistung beträgt nach dem ersten Bauabschnitt $4 \times 60\,000 \text{ kW} = 240\,000 \text{ kW}$; im Endausbau 408 000 kW. Ferner sind je ein Kraftwerk im Lauf des Unterwasserkanales (60 000 kW) und an der Sperre (30 000 kW) vorgesehen.

Für Bewässerungszwecke werden aus dem Stausee $0,80 \times 10^9 \text{ m}^3$ in das Flußgebiet wieder abgegeben.

(Fortsetzung mit Literaturangaben folgt.)

Die Ermittlung der kritischen Wassertiefe bei beliebigen Querschnitten

Von Dr.-Ing. M. Neumüller, Töging/Inn

DK 532.5 : 626.314.001.24

1. Einführung

In der vorliegenden Zeitschrift hat R. Rössert die Berechnung der kritischen oder Grenz-Tiefe für Trapezquerschnitte vorgeführt¹. Das Ergebnis der Rechnungen wird in einigen für die praktische Hydraulik wichtigen Formeln zusammengefaßt.

Im folgenden soll gezeigt werden, wie die kritische Tiefe auch bei ganz allgemeinen Profilen, darunter natürlich auch den Trapezquerschnitten, in jedem Falle nach dem gleichen Grund-Verfahren, rasch und ohne Schwierigkeiten ermittelt werden kann.

Bekanntlich wird unter der kritischen Tiefe (t_k) diejenige Wassertiefe verstanden, bei welcher ein gegebener

Abfluß (Q) mit dem Minimum der Energiehöhe (H) statt findet. Es läßt sich streng beweisen, daß bei kritischer Tiefe andererseits auch mit gegebener Energiehöhe der Abfluß zu einem Maximum wird. In jedem Falle existiert also ein „Wertetripel“ $t = t_k$, $Q = Q_{\max}$, $H = H_{\min}$, bei welchem gleichzeitig die Energiehöhe für den Abfluß Q den kleinstmöglichen Wert $H_{\min}$ und der Abfluß für die Energiehöhe H den größtmöglichen Wert $Q_{\max}$ annimmt. Wegen der Gleichzeitigkeit beider Bedingungen genügt es, eine von beiden zu untersuchen, die andere ist dann stets auch erfüllt. Es gehört zum Verdienst von Böss, auf die weitreichende Bedeutung dieses „Extremalprinzips“ in der Hydraulik hingewiesen zu haben [1].

Ist bei gegebenem Abfluß Q die Wassertiefe kleiner als die kritische ($t < t_k$), dann herrscht „schießender“, im umgekehrten Falle ($t > t_k$) „strömender“ Abflußzustand.

¹ Bauingenieur 34 (1959) H. 2, S. 59.

2. Die allgemeine Grundlage der Berechnung

Die Energiehöhe H im offenen Gerinne mit der Tiefe t und der Fließgeschwindigkeit v ist allgemein

$$H = t + v^2/2g. \quad (1)$$

Dabei wird vorausgesetzt, daß alle Stromfäden wenigstens im Mittel² zueinander parallel verlaufen und die Geschwindigkeit im ganzen betrachteten Querschnitt F annähernd mit dem Mittelwert $v_m = Q/F$ übereinstimmt. Bei ungleichmäßiger Verteilung der Geschwindigkeit kann in (1) die „Geschwindigkeitshöhe“ $v^2/2g$ mit einem Beiwert α , der in der Regel den Wert 1 nicht wesentlich übersteigt, multipliziert werden. Für die folgenden Rechnungen dieser „Geschwindigkeitshöhenausgleichswert“ ohne grundsätzliche Bedeutung. Es wird deshalb, wie bei den meisten praktischen hydraulischen Untersuchungen, $\alpha = 1$ gesetzt.

Durch die Beziehung (Kontinuitätsbedingung)

$$v = Q/F \quad (2)$$

geht (1) über in

$$H = t + \frac{Q^2}{2gF^2}. \quad (3)$$

Die Querschnittsfläche F im offenen Gerinne ändert sich mit der Tiefe t ; sie kann daher als Funktion der Tiefe,

$$F = F(t) \quad (4)$$

analytisch (oder auch graphisch) dargestellt werden. Für einen unveränderlichen Abfluß $Q = \text{const}$ ergibt sich die kleinste Energiehöhe aus der Bedingung

$$\frac{dH}{dt} = 1 - \frac{Q^2}{gF^3} \left(\frac{dF}{dt} \right) = 0. \quad (5)$$

Daraus folgt

$$Q_{\max} = F \sqrt{g \frac{F}{\left(\frac{dF}{dt} \right)}}. \quad (6)$$

Diese Bedingung liefert zwar die kritische Tiefe t_k nicht unmittelbar. Sobald aber $F = F(t)$ bekannt ist — was ja die Voraussetzung für jede Rechnung darstellt —, ist auch immer die Ableitung (dF/dt) bekannt, so daß grundsätzlich in jedem Falle die kritische Tiefe aus (6) ermittelt werden kann.

Die Bedeutung der Ableitung (dF/dt) geht aus folgender Betrachtung hervor (Abb. 1):

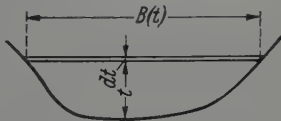


Abb. 1. Allgemeiner Gerinnequerschnitt.

Für jeden beliebigen Querschnitt mit der Tiefe t ergibt sich die Fläche aus

$$F = \int dF = \int_0^t B(t) dt.$$

Aus $dF = B(t) dt$ ergibt sich

$$\frac{dF}{dt} = B(t), \quad (7)$$

h. die Ableitung der Querschnittsfläche $F(t)$ nach der Tiefe ergibt die zur Tiefe t gehörige Spiegelbreite $B = B(t)$. Damit geht (6) in die für jeden beliebigen Querschnitt mit einem Wasserspiegel gültige Form

² Streng genommen gehört hierzu der Nachweis, daß die zweite Ableitung $\frac{d^2 H}{dt^2} > 0$ ist. Eine nähere Untersuchung zeigt aber, daß

der entgegengesetzte Fall, $\frac{d^2 H}{dt^2} \leq 0$, nur bei Querschnittsformen denkbar ist, die in der Praxis nicht vorkommen.

$$Q_{\max} = F \sqrt{g(F/B)} \quad (8)$$

über, und in Verbindung mit (2) wird die „kritische Geschwindigkeit“

$$v_k = \sqrt{g(F/B)} \quad (9)$$

gefunden. Dann ist die „kritische Geschwindigkeitshöhe“

$$v_k^2/2g = (F/2B), \quad (10)$$

und nach (1) kann für die kleinste Energiehöhe geschrieben werden

$$H_{\min} = t_k + (F/2B) \quad (11)$$

Auf diese Weise sind alle kritischen Größen durch die Querschnittsgrößen F und B ausgedrückt, und die weitere Aufgabe besteht nur noch darin, für spezielle Fälle die Funktionen $F(t)$ und $B(t)$ einzuführen.

3. Rein analytische Lösungen

Das praktisch wichtigste unter den „prismatischen“ Gerinnen ist das Trapezgerinne:

Für das unsymmetrische Trapez ist mit den Bezeichnungen von Abb. 2

$$F = \left[B_s + \frac{1}{2} (m_1 + m_2) t \right] t \quad (12)$$

und

$$\frac{dF}{dt} = B = B_s + (m_1 + m_2) t. \quad (13)$$

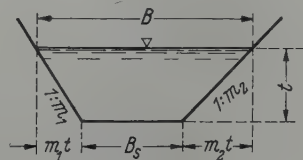


Abb. 2. Allgemeiner Trapezquerschnitt.

Die Richtigkeit von (13) ist unmittelbar aus Abb. 2 abzulesen. Für den „kritischen Abfluß“ kann unter Benutzung von (8), (12) und (13) sofort die Beziehung

$$Q_{\max} = \left[B_s + \frac{1}{2} (m_1 + m_2) t_k \right] \cdot t_k \cdot \sqrt{g \frac{\left[B_s + \frac{1}{2} (m_1 + m_2) t_k \right] t_k}{B_s + (m_1 + m_2) t_k}} \quad (14)$$

angeschrieben werden, die mit teilweise anderen Bezeichnungen und in etwas geänderter Form mit der Gleichung (7b) von Rössert übereinstimmt.

Die Auflösung von (14) nach t_k führt auf eine Gleichung 6. Grades. Sie ist daher nur mit Hilfe von Proberechnungen durchführbar³.

Aus (14) gehen durch Spezialisierung sofort weitere Formeln hervor: Für den symmetrischen Trapezquerschnitt mit $m_1 = m_2 = m$ ergibt sich

$$Q_{\max} = (B_s + m t_k) \cdot t_k \cdot \sqrt{g \frac{(B_s + m t_k) t_k}{B_s + 2 m t_k}}, \quad (15)$$

wobei die Auflösung nach t_k allerdings dieselben Verfahren erfordert wie beim unsymmetrischen Trapez⁴.

Beim unsymmetrischen Dreieckquerschnitt ist, wenn die Dreieckspitze nach unten weist, $B_s = 0$, so daß aus (14) die Beziehung

³ In den meisten Fällen wird es einfacher sein, für einige angenommene Tiefen t aus (12) die Flächen F und aus (3) die zugeordneten Energiehöhen H zu berechnen. Diejenige Tiefe, welche dabei die kleinste Energiehöhe $H = H_{\min}$ liefert, ist die gesuchte kritische Tiefe t_k . Immerhin haftet auch diesem Verfahren der Nachteil an, daß aus einer Reihe von Rechnungen nur eine brauchbare Lösung gewonnen wird. Es sei aber bemerkt, daß diese von Jaeger [2] empfohlene Methode auch bei unregelmäßigen Profilen immer zum Ziele führt.

⁴ Für die Berechnung der kritischen Tiefe bei symmetrischen Trapezquerschnitten hat Flierl [3] eine dimensionslose Rechenmethode mit Verwendung von Zahlen- und Kurventafeln angegeben.

$$Q_{\max} = \frac{1}{2} (m_1 + m_2) t_k^2 \sqrt{\frac{1}{2} g t_k} \quad (16)$$

hervorgeht. Hier läßt sich die kritische Tiefe unmittelbar ausrechnen:

$$t_k = \sqrt[5]{\frac{2 Q_{\max}^2}{g \left(\frac{m_1 + m_2}{2} \right)^2}} \quad (17)$$

und für den symmetrischen Dreieckquerschnitt mit $m_1 = m_2 = m$ ist

$$t_k = \sqrt[5]{\frac{2 Q_{\max}^2}{g m^2}} \quad (18)$$

Für jeden (symmetrischen oder unsymmetrischen) Dreieckquerschnitt ist nach (16) oder (9)

$$v_k = \sqrt{\frac{1}{2} g t_k} \quad (19)$$

und mit $v_k^2/2g = (1/4) t_k$ ergibt sich aus (1) die ebenfalls für jeden Dreieckquerschnitt gültige Beziehung

$$H_{\min} = t_k + (1/4) t_k = (5/4) t_k \quad (20)$$

Im kritischen Dreieckquerschnitt beträgt die Energiehöhe $5/4$ der Tiefe, die Geschwindigkeitshöhe $1/4$ der Tiefe.

Für den Rechteckquerschnitt liefert die Gleichung (14) mit $m_1 = m_2 = 0$ die wohl in jedem Lehrbuch angegebenen Formeln

$$Q_{\max} = B_s t_k \cdot \sqrt{g t_k} \quad (21)$$

woraus abzulesen ist

$$t_k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B_s^2}}; \quad v_k = \sqrt{g t_k}; \quad v_k^2/2g = \frac{1}{2} t_k$$

und damit nach (1)

$$H_{\min} = t_k + \frac{1}{2} t_k = \frac{3}{2} t_k \quad (22)$$

Im kritischen Rechteckquerschnitt beträgt die Energiehöhe $3/2$ der Tiefe, und die Geschwindigkeitshöhe ist gleich der halben Tiefe.

Für die häufig angewendeten zusammengesetzten Trapezprofile nach Abb. 3 ergibt sich die kritische Tiefe in grundsätzlich gleicher Weise.

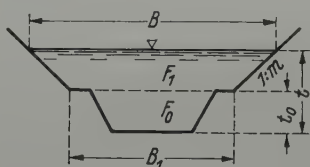


Abb. 3. Zusammengesetzter Trapezquerschnitt.

Bei $t > t_0$ ist

$$F = F_0 + [B_1 + m(t - t_0)] \cdot (t - t_0)$$

und

$$B = \frac{dF}{dt} = B_1 + 2m(t - t_0).$$

Mit den angeschriebenen Funktionen $F(t)$ und $B(t)$ können, wie in allen anderen Fällen, mit Hilfe von (8), (9), (10) und (11) alle kritischen Größen berechnet werden.

An der Methode würde auch dann nichts geändert, wenn z. B. der trapezförmige Querschnittsteil F_0 durch ein Muldenprofil ersetzt würde. Hätte dieses Muldenprofil noch den gleichen Flächeninhalt F_0 und die gleiche Tiefe t_0 wie das Teiltrapez, dann blieben sogar die Rechenergebnisse unverändert. Aus diesem Beispiel ist anschaulich zu erkennen, daß die kritischen Größen nur von der gesamten Querschnittsfläche F und deren relativer Änderung (dF/dt) im Spiegelbereich abhängen, wie dies bereits formal aus den Gleichungen (7) bis (11) hervorging.

Von den „zylindrischen“ Gerinnen sei das parabolische Gerinne kurz vorgeführt (Abb. 4):

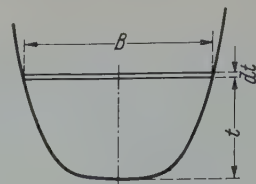


Abb. 4. Parabelquerschnitt (4. Ordnung).

Die Gleichung der begrenzenden Parabel n -ter Ordnung sei gegeben durch

$$\left(\frac{B}{K}\right)^n = t \quad \text{oder} \quad B = K t^{1/n}.$$

Dabei bedeutet offensichtlich K die Spiegelbreite bei der Tiefe $t = 1$. Für die Querschnittsfläche ergibt sich

$$F(t) = \int_0^t B dt = K \int_0^t t^{1/n} dt = \frac{n}{1+n} K t^{1/n+1}.$$

$$\text{Folglich ist } (F/B) = \frac{n}{1+n} t.$$

Mit diesen Funktionen ergibt sich nach (8)

$$Q_{\max} = \frac{n}{1+n} K t_k^{1/n+1} \sqrt{g \frac{n}{1+n} t_k} \quad (23)$$

nach (9)

$$v_k = \sqrt{g \frac{n}{1+n} t_k} \quad (24)$$

nach (10)

$$v_k^2/2g = \frac{1}{2} \cdot \frac{n}{1+n} t_k \quad (25)$$

nach (11)

$$H_{\min} = t_k + \frac{1}{2} \cdot \frac{n}{1+n} t_k \quad (26)$$

Für die quadratische Parabel ($n = 2$) erscheinen die z. B. von Schmidt [4] angegebenen Ausdrücke

$$Q_{\max} = \frac{2}{3} K t_k^{3/2} \sqrt{g \frac{2}{3} t_k} \quad \text{oder} \quad t_k = \sqrt[4]{\frac{27}{8} \cdot \frac{Q^2}{g K^2}} \quad (27)$$

und

$$v_k^2/2g = \frac{1}{3} t_k \quad (28)$$

sowie

$$H_{\min} = t_k + \frac{1}{3} t_k = \frac{4}{3} t_k \quad (29)$$

Die Reihe der Beispiele für rein analytische Lösungen ließe sich fortsetzen. Immer, wenn es möglich ist, die Funktionen $F(t)$ und $(dF/dt) = B(t)$ aufzustellen, ist auch die Berechnung der kritischen Größen grundsätzlich möglich. Dabei ist aber die Auflösung der entstehenden Gleichungen nach t_k oft recht umständlich, wie dies beispielsweise schon beim einfachen Trapez festzustellen war. Die Grund-Gleichungen (8) bis (11) können aber — wie im folgenden Abschnitt gezeigt wird — noch in anderer Weise zur Lösung benutzt werden, wobei die Schwierigkeit der Auflösung der Gleichungen nach der Tiefe dadurch umgangen wird, daß die Rechnung mit zunächst willkürlich angenommenen Tiefen beginnt.

4. Analytisch-graphische Lösungen

Bei jedem beliebigen Profil können die zu einer Reihe von Tiefen ($t_0 = 0$), $t_1, t_2, \dots, t_n$, gehörigen Wasserspiegelbreiten $B_0, B_1, B_2, \dots, B_n$, durch Rechnung, Messung oder Zeichnung bestimmt werden. In Abb. 5 ist ein solches Profil, dessen Begrenzung von Geraden-Stücken gebildet wird, als Beispiel dargestellt.

Der gegebene Querschnitt wird in Teiltrapeze zerlegt. Dabei ist zu empfehlen, die horizontalen Teilungsgeraden möglichst durch alle Eckpunkte des Profils zu legen.

Mit Hilfe der angeschriebenen Breiten und Tiefen sind nach

$$F_{v, v-1} = 1/2 (B_v + B_{v-1}) (t_v - t_{v-1}) \quad (v = 1, 2, \dots, n)$$

die Teiltrapeze zu berechnen. Die zur Tiefe t_v gehörige Gesamtfläche ist dann

$$F_v = \sum_{v=0}^v F_{v, v-1}$$

Damit sind für n verschiedene Tiefen t_v die Flächen F_v und die Breiten B_v bekannt, so daß aus den Grundgleichungen (8) bis (11) die jeweils zugehörigen kritischen Größen berechnet werden können. Auf diese Weise ist die Tiefe t_v , für welche $Q_{v, \max}$ berechnet wurde, zugleich die kritische $t_{v, k}$, die zum Abfluß Q_v gehört.

In der nachstehenden Tabelle ist das Beispiel nach Abb. 5 mit Zahlwerten durchgerechnet. Die errechneten Werte v_k , $H_{v, \min}$, $Q_{v, \max}$ sind in Abb. 5, rechts, punktweise neben den zugehörigen Tiefen t_v aufgetragen; die Punkte sind durch Kurvenstücke miteinander verbunden. Dabei ist zu beachten, daß den Ecken des Profils Ecken der Kurven entsprechen. Die Kurven können natürlich um so genauer gezeichnet werden, je feiner der Querschnitt unterteilt wird.

Tabelle 1.

v	—	0	1	2	3	4	5	6	7
$t_v (=t_{v, k})$	(m)	0	0,5	1,0	1,2	1,6	2,0	2,5	3,0
B_v	(m)	4,0	5,0	6,0	7,4	10,0	11,8	12,6	13,4
$\frac{1}{2} (B_v + B_{v-1})$	(m)	4,5	5,5	6,7	8,7	10,9	12,2	13,0	
$t_v - t_{v-1}$	(m)	0,5	0,5	0,2	0,4	0,4	0,5	0,5	
$F_{v, v-1}$	(m ²)	2,25	2,75	1,34	3,48	4,36	6,10	6,50	
F_v	(m ²)	0	2,25	5,00	6,34	9,82	14,18	20,28	26,78
$v_k = \sqrt{g (F_v/B_v)}$	(m/s)	0	2,10	2,86	2,90	3,10	3,44	3,98	4,44
$v_k^2/2g = (F_v/2B_v)$	(m)	0	0,225	0,417	0,428	0,491	0,600	0,805	1,000
$H_{v, \min} = t_{v, k} + (F_v/2B_v)$	(m)	0	0,725	1,417	1,628	2,091	2,600	3,305	4,000
$Q_{v, \max} = F_v \cdot v_k$	(m ³ /s)	0	4,73	14,30	18,35	30,4	48,8	80,8	118,8

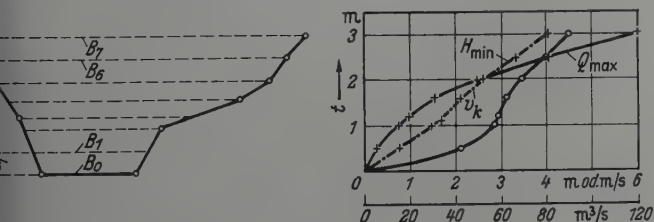


Abb. 5. Analytisch-graphische Lösung.

Die Kurven, die aus einem Rechengang abgeleitet sind, stellen also den Verlauf der Funktionen $v_k(t)$, $H_{\min}(t)$ und $Q_{\max}(t)$ für den ganzen Querschnitt dar, so daß die graphische Interpolation für jeden Zwischenwert möglich ist. Dies ist natürlich von besonderem Vorteil, wenn für eine hydraulische Untersuchung die kritischen Werte bei verschiedenen Abflüssen gebraucht werden. Aber auch dann, wenn nur ein einziger Abfluß zu berechnen ist, kann das Verfahren Arbeitersparnis bringen, wenn — wie z. B. schon beim einfachen Trapez — die rein analytische Lösung möglich, aber umständlich ist. In solchen Fällen kann die Untersuchung auf die Umgebung einer geschätzten kritischen Tiefe beschränkt bleiben; meistens wird aber die Beschränkung keine wesentliche Arbeitersparnis bringen,

weil in jedem Falle die Gesamtfläche unterhalb des Wasserspiegels ermittelt werden muß.

Das vorgeschriebene Verfahren ist selbstverständlich ebenso durchführbar, wenn etwa das unregelmäßige Profil eines natürlichen Flusses zu untersuchen ist. Die Flächen F_v können bei krummlinig begrenzten Profilen nach einem der bekannten Verfahren ermittelt werden: Mit dem Planimeter, durch Auszählen eines Quadratgitters oder schließlich durch näherungsweise Ersatz der krummlinigen Begrenzung durch Geraden-Stücke und Berechnung wie in obigem Beispiel.

5. Schlußbemerkungen

Zur Ermittlung der kritischen Größen $Q_{\max}$, t_k , v_k und $H_{\min}$ wurden die allgemein gültigen „Grund-Gleichungen“

$$Q_{\max} = F \sqrt{g (F/B)}; \quad v_k = \sqrt{g (F/B)}; \quad v_k^2/2g = (F/2B) \quad \text{und} \quad H_{\min} = t_k + (F/2B) \quad \text{aufgestellt.}$$

Für analytisch definierbare Profile wurden aus den „Grund-Gleichungen“ Formeln zur rein analytischen Berechnung abgeleitet. Für schwieriger zu berechnende und unregelmäßige Querschnitte wurde ein analytisch-graphisches Verfahren entwickelt, das mit Hilfe der „Grund-Gleichungen“ die Ermittlung aller kritischen Größen im Querschnittsbereich mit geringem Rechenaufwand ermöglicht. Dabei werden die Funktionen $v_k(t)$, $H_{\min}(t)$ und $Q_{\max}(t)$ in ihrem ganzen Verlauf gewonnen. Die Genauigkeit des analytisch-graphischen Verfahrens läßt sich beliebig steigern, indem die Querschnittsfläche in immer kleinere Teilflächen unterteilt wird. Zu weit gehende Genauigkeitsforderungen (die den Arbeitsaufwand vervielfachen) sind aber sinnlos. Es ist zu bedenken, daß die vorausgesetzte Gleichmäßigkeit der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt in der Regel um so weniger zu erwarten ist, je unregelmäßiger die Querschnittsform ist. Dabei kann auch die Einführung des „Ausgleichswertes α “, die ohne weitere

res möglich wäre, nicht viel ändern, weil sich α ohne Zweifel nach bisher unberechenbaren Gesetzen mit der Tiefe ändert. Die Voraussetzung untereinander paralleler Stromfäden im kritischen Querschnitt ist aber — außer beim stationär-gleichförmigen Abfluß — stets nur annähernd erfüllt. Beim Übergang vom Strömen zum Schießen, also in einer Beschleunigungsstrecke, müssen die Stromfäden in Fließrichtung aus Gründen der Kontinuität konvergieren; in den meisten Fällen werden sie außerdem auch gekrümmt sein.

Die praktische Bedeutung der Ermittlung kritischer Größen, insbesondere der kritischen Tiefe, in unregelmäßigen Flußprofilen liegt vor allem in der Möglichkeit, für Wasserspiegelberechnungen rasch feststellen zu können, ob und an welchen Stellen eines Flußlaufes Fließwechsel eintreten, wo strömender, wo schießender Abflußzustand herrscht.

Literatur

1. P. Böss: Neue Berechnungsmethoden im praktischen Wasserbau. Die Wasserwirtschaft 40 (1949/50), Sonderh. S. 61—66.
2. Ch. Jaeger: Technische Hydraulik. Basel: Birkhäuser 1949.
3. K. Flierl: Zahlentafeln und Kurven zum Rechnen mit der Energielinie für Rechteck- und Trapezgerinne. Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau der TH München, Heft 1. München: R. Oldenbourg 1953.
4. M. Schmidt: Gerinnehydraulik. Berlin: Verlag Technik, und Wiesbaden: Bauverlag GMBH 1957.

Die Einflußlinien von Brückenträgern auf 3 bzw. 4 Stützen mit nach einem Hyperbelgesetz veränderlichem Verlauf des Trägheitsmomentes

Von Dipl.-Ing. L. Kraus, Darmstadt

DK 624.21.093 : 624.072.23 : 624.041.63

1. Einleitung

Die für die statische Berechnung notwendigen Einflußlinien stellt man wegen der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes in der Regel mit Hilfe der $\mathfrak{B}$ -Gewichte auf. Bei Stahlbrücken, bei denen die Trägheitsmomente sprunghaft veränderlich sind, ist dieses Verfahren praktisch nicht zu umgehen. Dagegen kann man bei Betonbrücken, bei denen der Trägheitsmomentenverlauf stets kontinuierlich ist, die Einflußlinien durch geschlossene mathematische Formeln ausdrücken, wenn man für den Trägheitsmomentenverlauf ein geeignetes Gesetz wählt. Der mit viel lästiger numerischer Rechnung verbundene Weg über die $\mathfrak{B}$ -Gewichte läßt sich auf diese Weise vermeiden.

2. Der Verlauf der Bauhöhe

Als Ausdruck für das Trägheitsmoment wählen wir die Funktion

$$E J(s) = E J_0 / F(s). \quad (1)$$

Es ist x die Längenkoordinate [cm] zur Beschreibung des Abstandes vom linken Feldende, $s = x/l$ eine dimensionslose auf die Feldlänge l bezogene Koordinate, und ein tiefgestellter Index s oder ein Strich bedeutet Ableitung nach s . J_0 ist das Trägheitsmoment an der Stelle $s = 0$, und $F(s)$ stellt ein Polynom von s dar. Dadurch ist es möglich, die geschlossene Lösung der für die Einflußlinien geltenden Differentialgleichung

$$[E J(s) y_{ss}]_{ss} = 0 \quad (2)$$

in der sehr einfachen, dem praktischen Rechner angenehmen Form von Potenzen von s anzugeben. Wir wählen für $F(s)$ die lineare Beziehung

$$F(s) = 1 + a s. \quad (3)$$

a ist eine dimensionslose Zahl, die das Trägheitsmoment am Ende $s = 1$ mit J_0 verbindet. Der Querschnitt sei ein Rechteck von gleichbleibender Breite b . Aus (1) und (3) folgt für die Querschnittshöhe

$$h(s) = h_0 / (1 + a s)^{1/3}, \quad (4)$$

wobei h_0 die Querschnittshöhe an der Stelle $s = 0$ ist. Für einen symmetrischen Träger auf vier Stützen ist diese Bauhöhe in Abb. 1a aufgetragen. In Mittelfeldmitte hat der Verlauf der Höhe $h(s)$ einen Knick. In der praktischen Bauausführung wird man dies durch eine ästhetisch passende Ausrundung umgehen. Abb. 1b zeigt den Höhenverlauf

$$h(s) = h_0 / [1 + a (2s - s^2)]^{1/3}, \quad (4a)$$

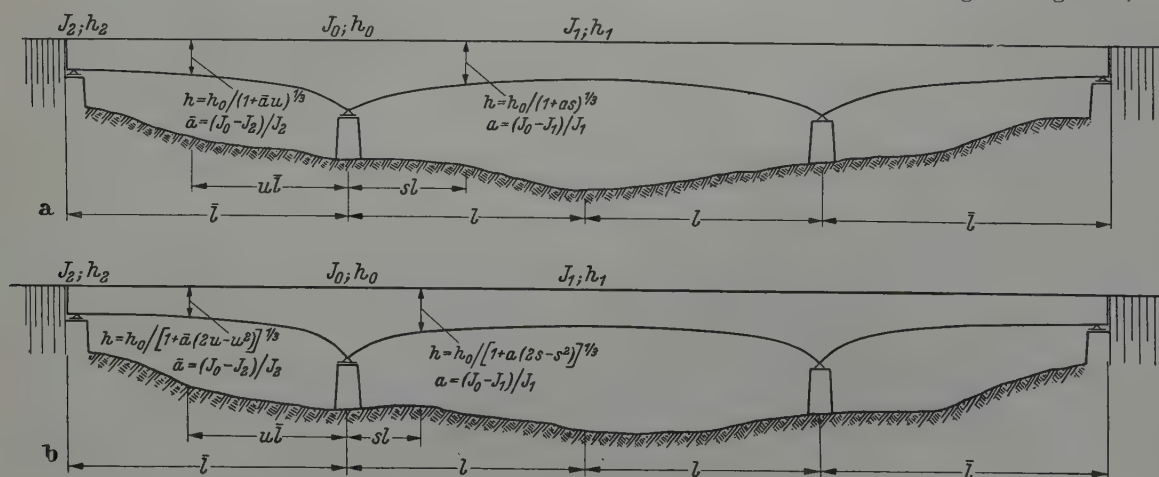


Abb. 1 a u. b.

der sich (mit $b = \text{const.}$) aus dem Trägheitsmomentengesetz ergibt, das K. Beyer in seinem Werk [1] der Berechnung der δ_{ik} -Werte zugrunde gelegt hat.

3. Aufstellung der Grundgleichung

Nach zweimaliger Integration von (2) in Verbindung mit (3) und (1) ergibt sich

$$y'' = a A s^2 + (A + a B) s + B,$$

wo A und B Integrationskonstanten sind, die der Querkraft und dem Biegemoment am Anfangspunkt des Integrationsbereichs proportional sind:

$$A = -Q_0 l^3 / E J_0 \quad \text{und} \quad B = -M_0 l^2 / E J_0.$$

Durch weitere, elementare Integrationen erhalten wir dann

$$y' = \frac{a A}{3} s^3 + \frac{A + a B}{2} s^2 + B s + C_1, \quad (5)$$

$$y = \frac{a A}{12} s^4 + \frac{A + a B}{6} s^3 + \frac{B}{2} s^2 + C_1 s + C_2. \quad (6)$$

Dabei sind C_1 und C_2 die beiden neu hinzutretenden Integrationskonstanten, die durch geometrische Aussagen an der Rand- und der Übergangsstelle des Bereichs eingefangen werden.

Die Gleichungen (5) und (6) ermöglichen es, die Einflußlinien für die Durchbiegung eines jeden Punktes und daraus durch Differenzieren die Einflußlinien für die Tangentenverdrehung und gemäß $M(s) = -E J(s) y''/l^3$ bzw. $Q(s) = -[E J(s) y']'/l^3$ diejenige für das Biegemoment und die Querkraft anzugeben. Wir wenden uns nun 2 statischen Systemen zu, die in der Baupraxis oft auftreten: zuerst dem Träger auf 3 Stützen mit gelenkiger Endauflagerung und dann einem Träger, an dessen rechtem Ende ein geeigneter Mechanismus für eine horizontale Tangente und ein Verschwinden der Querkraft sorgt (Abb. 2a und 2b). Aus beiden Teilsystemen läßt sich die Lösung für den symmetrischen Träger auf 4 Stützen (Abb. 1a) nach Einführung eines Systems von je 2 Gruppenwanderlasten additiv zusammensetzen (Abb. 3).

Bezeichnungen (Abb. 2):

$s = x/l$ bzw. $t = x_p/l$ dimensionslose Koordinate zur Kennzeichnung der Durchbiegung y bzw. des Lastabstandes im halben Mittelfeld, vom mittleren, linken Auflager aus gezählt;

$u = x/l$ bzw. $v = x_p/l$ dimensionslose Koordinate zur Beschreibung der Durchbiegung bzw. des Lastabstandes im Außenfeld, vom mittleren linken Auflager aus gezählt;

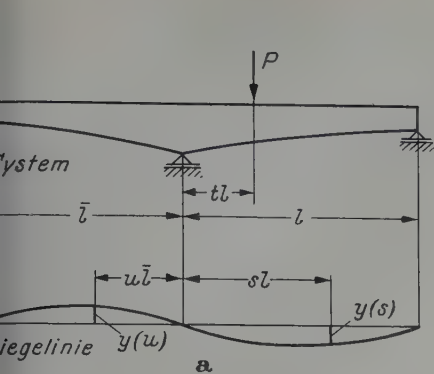


Abb. 2 a u. b.

x_p Abstand der Kraft P vom mittleren Auflager [cm];
 A_1, B_1, C_1, C_2 bzw. $A_2, B_2, \bar{C}_1, C_2$ Integrationskonstanten [cm] im Bereich zwischen Mittelstütze und Last ($0 \leq s \leq t$ oder $0 \leq u \leq v$) bzw. jenseits der Last ($t \leq s \leq 1$ oder $v \leq u \leq 1$);
 $A = P l^3 / E J_0$ eine Rechengröße [cm];
 $a = (J_0 - J_1) / J_1$ aus den Trägheitsmomenten an den Enden des Integrationsbereiches J_0, J_1 bzw. J_0 und J_2 bestehender Verhältnisswert;
 $\alpha = \bar{l} / l$ Verhältnis der Feldlängen.

4. Der Träger auf zwei Stützen

a) Lastfall Einzelkraft P

Im Bereich 1 ($s \leq t$) gilt (Abb. 4)

$$A_1 = -(1-t)A; \quad B_1 = 0,$$

und im Bereich 2 ($s \geq t$) haben wir

$$A_2 = +At; \quad B_2 = -At; \quad A = P l^3 / E J_0.$$

Zur Bestimmung der 4 Integrationskonstanten stehen uns je zwei Rand- und Übergangsbedingungen zur Verfügung

$$1. y_1(0) = 0; \quad 2. y_1'(t) = y_2'(t); \quad 3. y_1(t) = y_2(t); \quad 4. y_2(1) = 0.$$

Die Berechnung in geschickter Reihenfolge liefert dann

$$C_1 = At[(4+a) - 6t + 2(1-a)t^2 + at^3]/12,$$

$$C_2 = 0,$$

$$\bar{C}_1 = At[(4+a) + 2t^2 + at^3]/12,$$

$$\bar{C}_2 = -At^3(2+a)/12.$$

Die Durchbiegung y ergibt sich mit der Hilfsfunktion

$$F(s) = 2(2s - 3s^2 + s^3) + a(s - 2s^3 + s^4) = 2\omega_D'(s) + a\omega_P''(s)^*$$

zu

$$y = s[F(t) - s^2(2+a)s(1-t)]A/12 \quad \text{für } s \leq t,$$

$$y = t[F(s) - t^2(2+at)(1-s)]A/12 \quad \text{für } s \geq t.$$

Die Tangentenverdrehung am linken Auflager lautet

$$\varphi_P = [y'/l]_{s=0} = F(t)Pl^2/12EJ_0.$$

* ω_D' und ω_P'' sind tabelliert; siehe etwa [2].

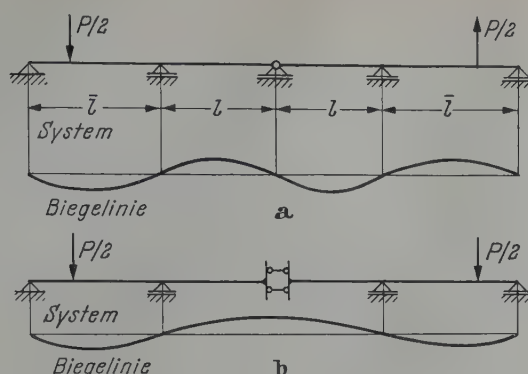


Abb. 3 a u. b.

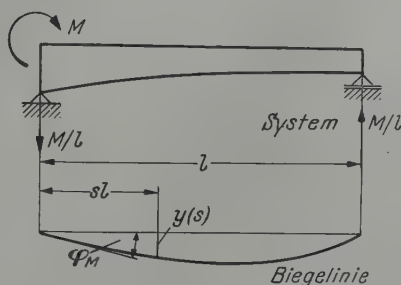


Abb. 5.

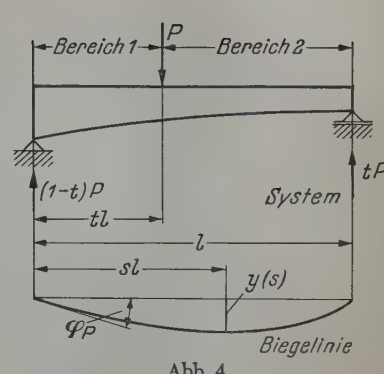


Abb. 4.

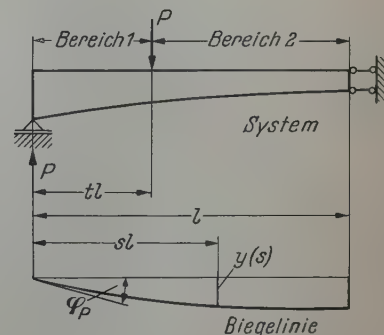


Abb. 6.

b) Lastfall Stabendmoment M

Wegen der Kontinuität des Biegemomentes besteht nur ein Integrationsbereich (Abb. 5) mit den Konstanten

$$A_M = M l^2 / E J_0 \quad \text{und} \quad B_M = -M l^2 / E J_0.$$

Aus den beiden Randbedingungen $y(0) = 0$ und $y(1) = 0$ folgt

$$C_1 = M l^2 (4+a) / 12 E J_0 \quad \text{und} \quad C_2 = 0.$$

Die Durchbiegung y_M lautet

$$y_M = F(s) M l^2 / 12 E J_0.$$

Die Tangentenverdrehung φ_M am linken Lager ergibt sich zu

$$\varphi_M = [y'_M/l]_{s=0} = M l (4+a) / 12 E J_0.$$

5. Der Träger mit Querkraftgelenk

a) Lastfall Einzelkraft P

Im Bereich 1 ($s \leq t$) gilt (Abb. 6)

$$A_1 = -A = -P l^3 / E J_0; \quad B_1 = 0,$$

und im Bereich 2 ($s \geq t$) haben wir

$$A_2 = 0; \quad B_2 = -At.$$

Aus den Randbedingungen $y_1(0) = 0$ und $y_2'(1) = 0$ und den Übergangsbedingungen (vgl. Abschnitt 4a) folgt

$$C_1 = At[6(2+a) - 6t - 2at^2]/12,$$

$$C_2 = 0,$$

$$\bar{C}_1 = At(12+6a)/12,$$

$$\bar{C}_2 = -At^3(2+a)/12.$$

Damit ergibt sich die Durchbiegung y mit der Hilfsfunktion

$$G(s) = 2[3(s-s^2) + a(s-s^3) + s(3+2a)] = 2[3\omega_R(s) + a\omega_D(s) + s(3+2a)]^{**}$$

zu

$$y = s[G(t) - s^2(2+as)]A/12 \quad \text{für } s \leq t,$$

$$y = t[G(s) - t^2(2+at)]A/12 \quad \text{für } s \geq t.$$

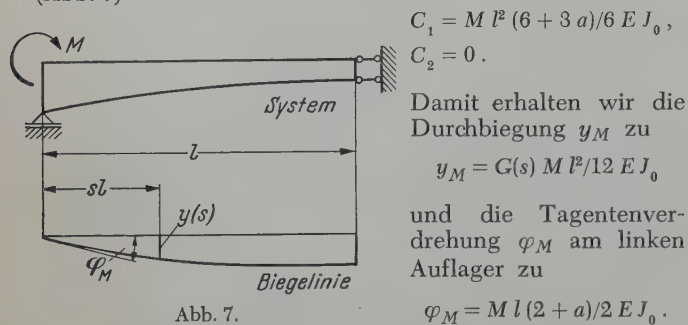
Die Tangentenverdrehung φ_P am linken Auflager lautet

$$\varphi_P = [y'/l]_{s=0} = G(t)Pl^2/12EJ_0.$$

** ω_R und ω_D sind tabelliert; siehe etwa [2].

b) Lastfall Stabendmoment M

Mit den Größen $A_M=0$, $B_M=-Ml^2/EJ_0$ ergeben sich aus $y(0)=0$ und $y'(1)=0$ die Integrationskonstanten zu (Abb. 7)



$$C_1 = M l^2 (6 + 3a)/6 E J_0, \\ C_2 = 0.$$

Damit erhalten wir die Durchbiegung y_M zu

$$y_M = G(s) M l^2/12 E J_0$$

und die Tangentenverdrehung φ_M am linken Auflager zu

$$\varphi_M = M l (2 + a)/2 E J_0.$$

6. Einflußlinien für den Träger auf 3 Stützen

Antimetrische Gruppenwanderlast für den symmetrischen Träger auf 4 Stützen

Als statisch Überzählige sei das Mittelstützmoment M gewählt (Abb. 2a und 3a). Es berechnet sich mit Hilfe der in den Abschnitten 4a und 4b angegebenen Ausdrücke für φ_P und φ_M aus der Kontinuitätsgleichung (knicklos verlaufende Biegelinie über dem Mittellager) zu

$$M = -12 E J_0 \varphi_P / [l(4 + a) + \bar{l}(4 + \bar{a})].$$

Wenn die Last P in Feld II steht, muß im φ_P -Ausdruck l mit $\bar{l}$, a mit $\bar{a}$ und t mit v vertauscht werden. Setzt man diesen Ausdruck M in $y(s)$ aus Abschnitt 4b und fügt $y(s)$ aus Abschnitt 4a hinzu, dann ergibt sich daraus die auf $P l^3/E J_0$ bezogene Durchbiegung $\bar{y} = y \cdot E J_0 / P l^3$ mit den Abkürzungen

$$\alpha = \bar{l}/l,$$

$$N_A = 1/[4 + a] + \alpha [4 + \bar{a}],$$

$$F(t) = 2 \omega_D'(t) + a \omega_P''(t),$$

$$\bar{F}(t) = 2 \omega_D'(t) + \bar{a} \omega_P''(t)$$

zu

$$\bar{y}(s, t) = s [F(t) - s^2 (2 + a s) (1 - t)] / 12 - F(s) F(t) N_A / 12 \quad \text{für } s \leq t,$$

$$\bar{y}(s, t) = t [F(s) - t^2 (2 + a t) (1 - s)] / 12 - F(t) F(s) N_A / 12 \quad \text{für } s \geq t,$$

$$\bar{y}(s, v) = -F(s) \bar{F}(v) \alpha^2 N_A / 12,$$

$$\bar{y}(u, v) = u [F(v) - u^2 (2 + \bar{a} u) (1 - v)] \alpha^3 / 12 -$$

$$- \bar{F}(u) \bar{F}(v) \alpha^4 N_A / 12 \quad \text{für } u \leq v,$$

$$\bar{y}(u, v) = v [\bar{F}(u) - v^2 (2 + \bar{a} v) (1 - u)] \alpha^3 / 12 -$$

$$- F(v) \bar{F}(u) \alpha^4 N_A / 12 \quad \text{für } u \geq v,$$

$$\bar{y}(u, t) = -\bar{F}(u) F(t) \alpha^2 N_A / 12.$$

Gemäß $M(s, t) = -E J(s) y''/l^2 = P l \bar{M}(s, t)$ und $Q(s, t) = M'/l = P \bar{Q}(s, t)$ folgt daraus

$$\bar{M}(s, t) = s (1 - t) - (1 - s) F(t) N_A \quad \text{für } s \leq t,$$

$$\bar{M}(s, t) = t (1 - s) - (1 - s) F(t) N_A \quad \text{für } s \geq t,$$

$$\bar{M}(s, v) = -(1 - s) \bar{F}(v) \alpha^2 N_A,$$

$$\bar{M}(u, v) = u (1 - v) \alpha - (1 - u) \bar{F}(v) \alpha^2 N_A \quad \text{für } u \leq v,$$

$$\bar{M}(u, v) = v (1 - u) \alpha - (1 - u) \bar{F}(v) \alpha^2 N_A \quad \text{für } u \geq v,$$

$$\bar{M}(u, t) = -(1 - u) F(t) N_A,$$

$$\bar{Q}(s, t) = (1 - t) + F(t) N_A \quad \text{für } s \leq t,$$

$$\bar{Q}(s, t) = -t + F(t) N_A \quad \text{für } s \geq t,$$

$$\bar{Q}(s, v) = \bar{F}(v) \alpha^2 N_A,$$

$$\bar{Q}(u, v) = (1 - v) + \bar{F}(v) \alpha N_A \quad \text{für } u \leq v,$$

$$\bar{Q}(u, v) = -v + \bar{F}(v) \alpha N_A \quad \text{für } u \geq v,$$

$$\bar{Q}(u, t) = F(t) N_A / \alpha.$$

7. Einflußlinien für den Träger auf 2 Stützen mit zusätzlichem Querkraftgelenk

Symmetrische Gruppenwanderlast für den symmetrischen Träger auf 4 Stützen

Analog zu Abschnitt 6 wird auch hier als statisch Überzählige das Biegemoment M über der rechten Stütze gewählt (Abb. 2b und 3b). Ganz genau wie in Abschnitt 6 ergibt sich die Durchbiegung $\bar{y}$ mit den Abkürzungen

$$\alpha = l/\bar{l},$$

$$N_s = 1/[6 (2 + a) + \alpha (4 + \bar{a})],$$

$$G(s) = 2 [3 \omega_R(s) + a \omega_D(s) + s (3 + 2 a)]$$

zu

$$\bar{y}(s, t) = s [G(t) - s^2 (2 + a s)] / 12 - G(s) G(t) N_s / 12 \quad \text{für } s \leq t,$$

$$\bar{y}(s, t) = t [G(s) - t^2 (2 + a t)] / 12 - G(t) G(s) N_s / 12 \quad \text{für } s \geq t,$$

$$\bar{y}(s, v) = -G(s) \bar{F}(v) \alpha^2 N_s / 12,$$

$$\bar{y}(u, v) = u [F(v) - u^2 (2 + \bar{a} u) (1 - v)] \alpha^3 / 12 -$$

$$- \bar{F}(u) \bar{F}(v) \alpha^4 N_s / 12 \quad \text{für } u \leq v,$$

$$\bar{y}(u, v) = v [\bar{F}(u) - v^2 (2 + \bar{a} v) (1 - u)] \alpha^3 / 12 -$$

$$- \bar{F}(v) \bar{F}(u) \alpha^4 N_s / 12 \quad \text{für } u \geq v,$$

$$\bar{y}(u, t) = -\bar{F}(u) G(t) \alpha^2 N_s / 12.$$

$\bar{M}$ und $\bar{Q}$ lauten:

$$\bar{M}(s, t) = s - G(t) N_s \quad \text{für } s \leq t,$$

$$\bar{M}(s, t) = t - G(t) N_s \quad \text{für } s \geq t,$$

$$\bar{M}(s, v) = -\bar{F}(v) \alpha^2 N_s,$$

$$\bar{M}(u, v) = u (1 - v) \alpha - (1 - u) \bar{F}(v) \alpha^2 N_s \quad \text{für } u \leq v,$$

$$\bar{M}(u, v) = v (1 - u) \alpha - (1 - u) \bar{F}(v) \alpha^2 N_s \quad \text{für } u \geq v,$$

$$\bar{M}(u, t) = -(1 - u) G(t) N_s,$$

$$Q(s, t) = 1 \quad \text{für } s \leq t,$$

$$\bar{Q}(s, t) = 0 \quad \text{für } s \geq t,$$

$$\bar{Q}(s, v) = 0$$

$$\bar{Q}(u, v) = (1 - v) + \bar{F}(v) \alpha N_s \quad \text{für } u \leq v,$$

$$Q(u, v) = -v + \bar{F}(v) \alpha N_s \quad \text{für } u \geq v,$$

$$\bar{Q}(u, t) = G(t) \alpha^{-1} N_s.$$

8. Einflußlinien für den symmetrischen Träger auf 4 Stützen

Bei diesem System (Abb. 1, 3a und 3b) setzen sich die Einflußlinien aus den in Abschnitt 6 und 7 abgeleiteten zusammen. Dabei ist zu beachten, daß bei allen in Abschnitt 6 und 7 entwickelten Werten der Einflußlinien die Hälfte zu nehmen ist und daß sich bei Laststellungen rechts von der Symmetrieachse die in Abschnitt 6 entwickelten Werte symmetrisch und die in Abschnitt 7 entwickelten Werte antimetrisch fortsetzen.

9. Zahlenbeispiel

Die bezogenen Einflußlinien der Durchbiegungen in den Feldmitten sowie der Stützmomente für den Träger auf 3 und für den symmetrischen Träger auf 4 Stützen sind mit den Werten $\alpha = 1,2$, $a = 6,25$ und $\bar{a} = 11,57$ in Abb. 8 angegeben. Zum Vergleich sind darin auch die entsprechenden Einflußlinien für die zugehörigen Balken mit einem konstanten, mittleren Trägheitsmoment

$$J_m = \frac{1}{l + \bar{l}} \left[\int_0^l J dx + \int_0^{\bar{l}} J dx \right] = \\ = J_0 / K = J_0 [\bar{a} \ln(1 + a) + \alpha a \ln(1 + \bar{a})] / a \bar{a} (1 + \alpha) = 0,264 J_0$$

gestrichelt gezeichnet.

Die in Abb. 8 eingetragenen Einflußlinien sind den Stanzergebnissen zweier im Bell-Code für den elektronischen Rechenautomaten Type IBM 650* verfaßter Pro-

* Er ist durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft der Technischen Hochschule Darmstadt zur Verfügung gestellt worden.

gramme mit den offenen Parametern v , a und α entnommen. Das Brückenfeld wird in 8 Intervalle eingeteilt. Das Programm bestimmt für jeden der 8 Intervallendpunkte die Einflußlinien der Durchbiegung, des Biegemomentes und der Querkraft für den Träger auf 3 Stützen und für den symmetrischen Träger auf 4 Stützen. Die Rechenzeit beträgt für den ersten Träger 7 Minuten, für den letzten 14 Minuten. In Abb. 8c ist das Fluß-

Abb. 8a. Träger auf 3 Stützen. Einflußlinien für die Durchbiegungen in den Feldmitten und für das Stützmoment.

— Einflußlinien für $a \neq 0$, $\bar{a} \neq 0$, J_0 , J_1 und J_2 ,
- - - Einflußlinien für $a=0$, $\bar{a}=0$ und $J_m=0,264 J_0$

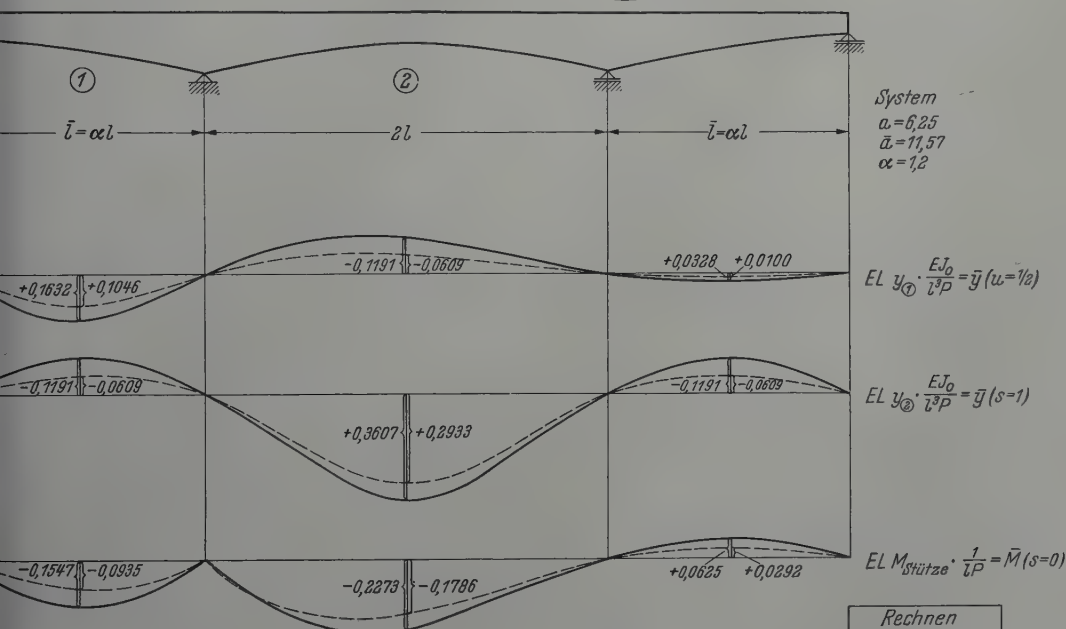
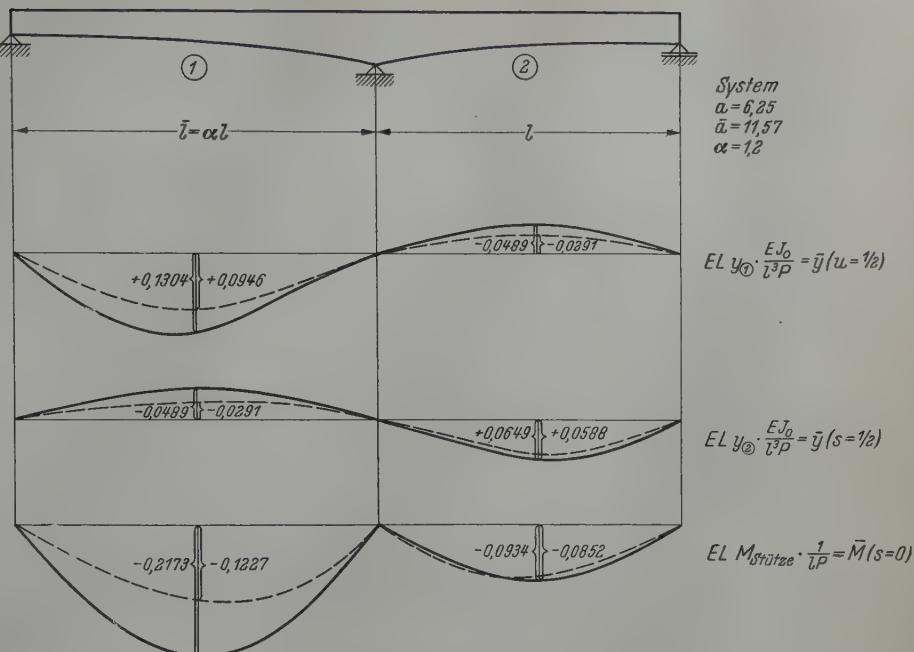


Abb. 8 b. Symmetrischer Träger auf 4 Stützen. Einflußlinien für die Durchbiegungen in den Feldmitten und für das Stützmoment.

— Einflußlinien für $a \neq 0$, $\bar{a} \neq 0$, J_0 , J_1 und J_2 ,
- - - Einflußlinien für $a=0$, $\bar{a}=0$ und $J_m=0,264 J_0$.

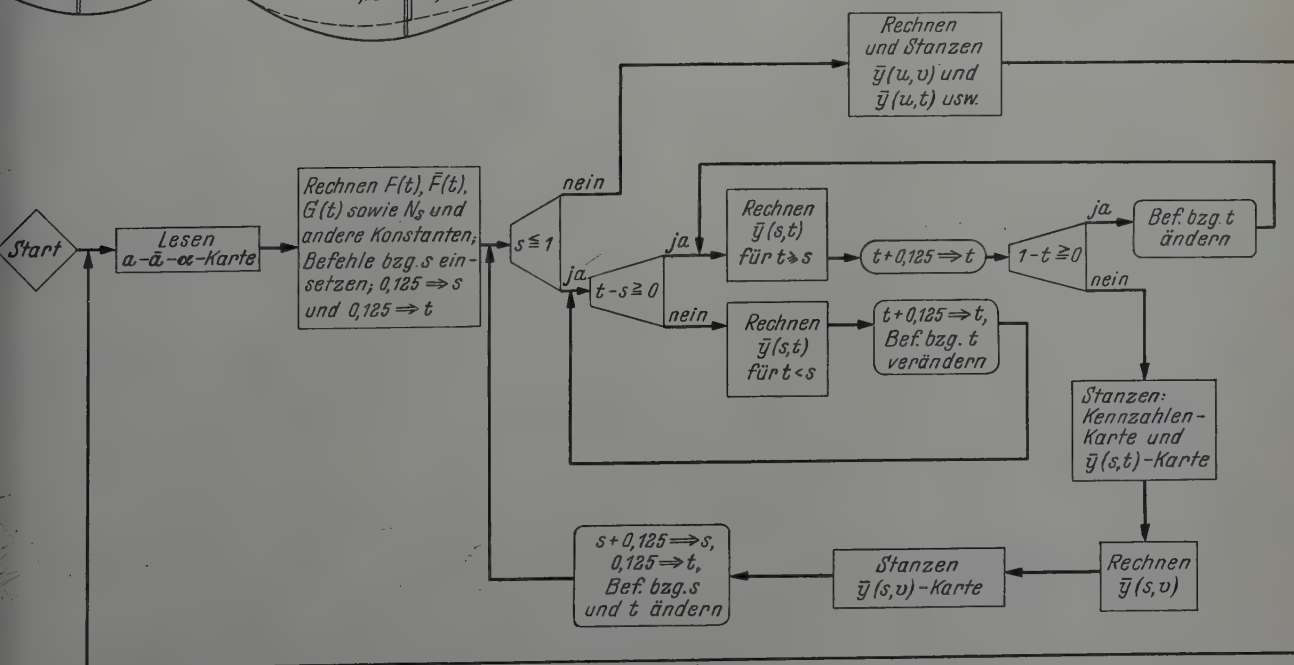


Abb. 8 c. Flußdiagramm.

diagramm des Programmteiles der Durchbiegungseinflußlinien für s eingezeichnet. In den Programmteilen der Momentenlinien hat das Flußdiagramm denselben Aufbau. Da die Form der Q-Linien invariant ist und sich nur der Sprung um 1 mit s bzw. u ändert, wurden nur die Linien für $s = 0$, $s = 1$, $u = 0$ und $u = 1$ programmiert.

10. Der unsymmetrische Träger auf 4 Stützen

Der Träger besitze im Mittelfeld einen symmetrischen Trägheitsmomentenverlauf. Die Endfelder sollen bezüglich der Länge und des hyperbolischen Trägheitsmomentengesetzes voneinander verschieden sein. Es erweist sich als nützlich, den Träger durch Einschalten von Stütz gelenken statisch bestimmt zu machen. Im Bereich des Mittelfeldes muß die dreieckförmige Verteilung der Einheitsmomente durch ein Rechteck und ein überschlagenes Trapez ersetzt werden (Abb. 9). Dies ermöglicht es, bei der Aufstellung der Einflußlinien auf die in den Abschnitten 4 und 5 errechneten φ und y zurückzugreifen.

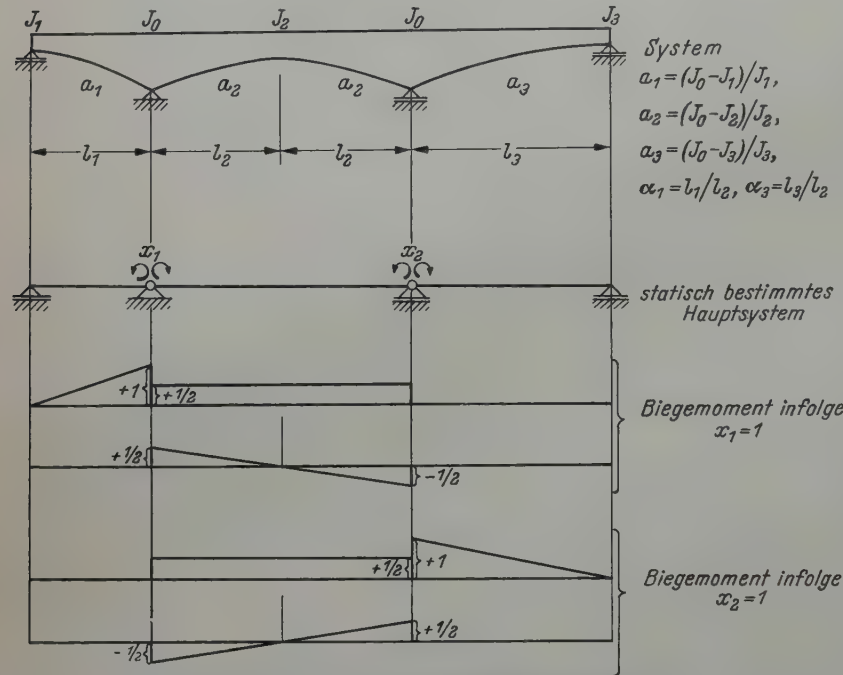


Abb. 9. Die statisch Unbestimmten und die Einheitsmomentenflächen des unsymmetrischen Trägers auf 4 Stützen.

Mit den Größen

$y_l = y_M$	(Biegelinie des linken Außenfeldes)	} aus Abschnitt 4b mit $M = 1$, $l = l_1$ und $a = a_1$
$\varphi_l = \varphi_M$		
$y_r = y_M$	(Biegelinie des rechten Außenfeldes)	} aus Abschnitt 4b mit $M = 1$, $l = l_3$ und $a = a_3$
$\varphi_r = \varphi_M$		
$y_a = y_M$	(Biegelinie der linken Mittelfeldhälfte, nach rechts antisymmetrisch fortsetzen; vgl. Abb. 3a)	} aus Abschnitt 4b mit $M = 1$, $a = a_2$ und $l = l_2$
$\varphi_a = \varphi_M$		
$y_s = y_M$	(Biegelinie der linken Mittelfeldhälfte, nach rechts symmetrisch fortsetzen; vgl. Abb. 3b)	} aus Abschnitt 5b mit $M = 1$, $a = a_2$ und $l = l_2$
$\varphi_s = \varphi_M$		

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \varphi_l + (\varphi_s + \varphi_a)/2, \\ \delta_{12} &= \delta_{21} = (\varphi_s - \varphi_a)/2, \\ \delta_{22} &= \varphi_r + (\varphi_s + \varphi_a)/2, \\ N &= \delta_{11} \delta_{22} - (\delta_{12})^2 \end{aligned}$$

ergeben sich die Einflußlinien für die beiden Stützmomente X_1 und X_2 aus der Elastizitätsmatrix in einer hinsichtlich der Biegelinien y_l, y_r, y_a und y_s nicht ganz exakten, aber dem Statiker leicht verständlichen Schreibweise zu *

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{1}{N} \{ -y_l \delta_{22}; y_s (\delta_{12} - \delta_{22})/2 - y_a (\delta_{12} + \delta_{22})/2; y_r \delta_{12} \} \\ X_2 &= \frac{1}{N} \{ y_l \delta_{21}; y_s (\delta_{21} - \delta_{11})/2 + y_a (\delta_{21} + \delta_{11})/2; -y_r \delta_{11} \} \end{aligned}$$

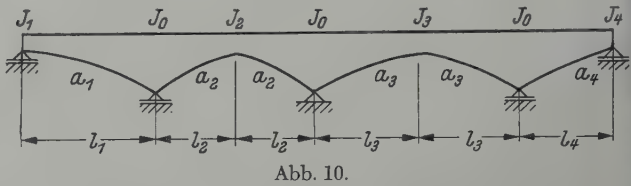


Abb. 10.

Damit setzen sich die Einflußlinien für die Durchbiegungen, Momente und Querkräfte in gewohnter Weise am statisch bestimmten System aus Last- und Stützmomentenwirkung zusammen.

Mit Hilfe des oben Gesagten lassen sich dann auch Durchlaufträger mit mehr als 4 Stützen berechnen. Doch gilt die Einschränkung, daß alle Trägheitsmomente über den Innenstützen gleich sein müssen (Abb. 10).

11. Zusammenfassung und Schluß

Für die Einflußlinien des Trägers auf 3 und des symmetrischen Trägers auf 4 Stützen mit hyperbolischem Trägheitsmomentenverlauf werden geschlossene Formeln angegeben. Die mit dem Trägheitsmoment multiplizierte zweite Ableitung der Biegelinie ergibt dann die Linie für das Moment und deren Differentiation nach s die Querkraftlinie. Zur Beschreibung aller dieser Einflußlinien dienen Potenzen. Für beide Träger besteht je ein Rechenprogramm für den elektronischen Rechenautomaten IBM 650, das die Einflußlinien für 8 Punkte in jedem Brückenfeld liefert. Außerdem werden in Abschnitt 10 für den unsymmetrischen Träger auf 4 Stützen die Einflußlinien für die Stützmomente angegeben, die man mit Hilfe der Abschnitte 4 und 5 leicht explizit berechnen kann. Dieses Verfahren läßt sich allgemein auf den Durchlaufträger anwenden, wenn er nur über allen Innenstützen dasselbe Trägheitsmoment hat (Abb. 10).

Auf Grund der Beziehung

$$[E J(x) y_{xx}]_{xx} = \omega^2 m(x) y,$$

wo ω^2 das Quadrat der Eigenfrequenz und $m(x)$ die Trägermasse pro Längeneinheit bedeuten, kann man mit Hilfe der Einflußlinien der Durchbiegungen auch die Eigenfrequenzen ω der freien Schwingung berechnen. Für den Brückenbauer ist dies aber nur in zweiter Linie von Interesse.

Der Verfasser dankt der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die finanzielle Unterstützung und den Herren Professoren Dr. A. Walther und Dr.-Ing. K. Marguerre für die freundliche Ermunterung und Hilfe bei der Abfassung dieser Arbeit.

Literatur

1. K. Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956.
2. Betonkalender, Teil I. Berlin: W. Ernst und Sohn 1958.

* Die zwischen den Semikolon angeordneten Terme stellen jeweils die Einflußlinien im linken Außenfeld, im Mittelfeld und im rechten Außenfeld dar.

Die Berechnung von Rahmen mit elastischem Zugband nach dem erweiterten Iterationsverfahren von Kani

Von Obering. P. Sahmel, Oberhausen

DK 624.072.33.001.24 : 624.041

Das von Kani entwickelte Iterationsverfahren [1] erweist sich wegen seiner großen Vorteile in der Praxis immer größerer Beliebtheit. Das ist der Grund für die ständig zu beobachtenden Bestrebungen, dieses Verfahren zu verbessern und seine Anwendung auf immer weitere Rahmensysteme auszudehnen.

Den gleichen Zweck verfolgt auch die vorliegende Arbeit, durch welche eine Reihe weiterer, praktisch wichtiger Rahmenformen der iterativen Berechnung zugänglich gemacht werden sollen.

Bei den im folgenden zur Behandlung gelangenden zweistieligen Rahmen mit elastischen Zugbändern kommen die Vorzüge des erweiterten Verfahrens noch nicht voll zur Geltung, doch soll an diesen einfachen Beispielen lediglich das prinzipiell Neue erläutert werden. Größere Vorteile gewinnt man erst bei der Berechnung der in Abb. 1 dargestellten hochgradig unbestimmten Systeme, auf die die in Tabelle 1 zusammengestellten Formeln ohne Umwandlung anwendbar sind.

In allen nachfolgenden Ableitungen sind die Vorzeichen der Stabendmomente nach der für das Kani-Verfahren getroffenen Sonderregelung eingesetzt worden.

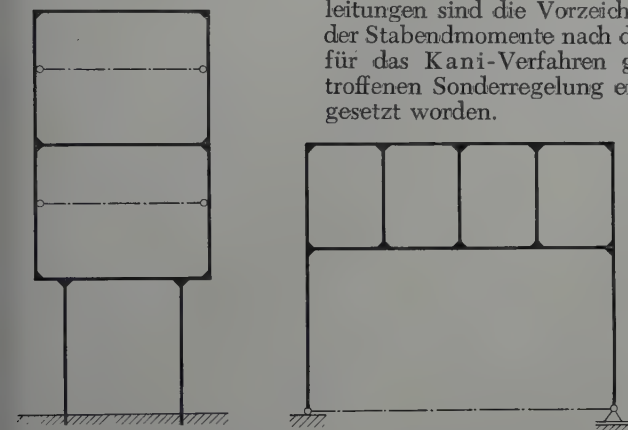


Abb. 1. Stockwerkrahmen mit elastischen Zugbändern.

Rahmen mit parallelen Stielen und elastischem Zugband zwischen den Auflagern

Wirken auf einen Zweigelenrahmen vertikale bzw. horizontale Lasten, so ergeben sich die in Abb. 2a dargestellten Verformungslinien. Macht man nun das rechte Lager verschieblich, und denkt sich die aus den Eckmomenten M_{10} und M_{23} resultierenden Horizontalschübe Z als Zugkräfte auf den ansonsten unbelasteten Rahmen wirkend, so erhält man Abb. 2b. Die Verformungslinie eines Rahmens mit elastischem Zugband (Abb. 2c) kann man sich aus der Überlagerung von zwei derartigen Einzelwirkungen entstanden denken (wobei Z natürlich einen anderen Wert besitzt als bei einem Zweigelenrahmen).

Aus Abb. 2b erkennt man die zur Berücksichtigung elastischer Zugglieder notwendige Erweiterung des Verfahrens: Neben den üblichen Dreh- und Verschiebemomenten (M' - und M'' -Werten) sind zusätzlich noch aus der Verlängerung des Zugbandes herrührende Verschiebeteile ($\bar{M}''$) zu berechnen! Die Vorzeichen dieser $\bar{M}''$ -Werte sind aus Abb. 2b zu ersehen; ihre Größe errechnet sich unter der Annahme unendlich starrer Riegel (in Abb. 2b unkenntlich angedeutet).

Man erhält damit für die Stabendmomente den allgemeinen Ausdruck:

$$M_{ik} = M_{ik}^E + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} + \bar{M}''_{ik} \quad (1)$$

hierin ist M_{ik}^E das Volleinspannmoment¹.

¹ Die von Kani vorgeschlagene Bezeichnung $\bar{M}_{ik}$ kann leicht mit dem Stockwerksmoment verwechselt werden, vor allem bei Systemen mit horizontaler und vertikaler Verschieblichkeit (Abb. 1).

Für den Fall eines unsymmetrischen Rahmens mit beliebiger Lagerung der Feststütze ergeben sich nach Abb. 3 die folgenden Beziehungen:

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{10}'' &= -\frac{6EJ_{10}}{h_1 r_1} \delta_{10} = -\frac{6EK_{10}}{r_1} \delta_{10}, \\ \bar{M}_{23}'' &= +\frac{3EJ_{23}}{h_2 r_2} \delta_{23} = +\frac{6EK'_{23}}{r_2} \delta_{23}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\delta = Z \frac{e}{E'F} = -\frac{M_{23}}{r_2} \cdot \frac{e}{E'F} = -M_{23} \cdot \frac{e^2}{h_2 \cdot l} \cdot \frac{1}{E'F} \quad (3)$$

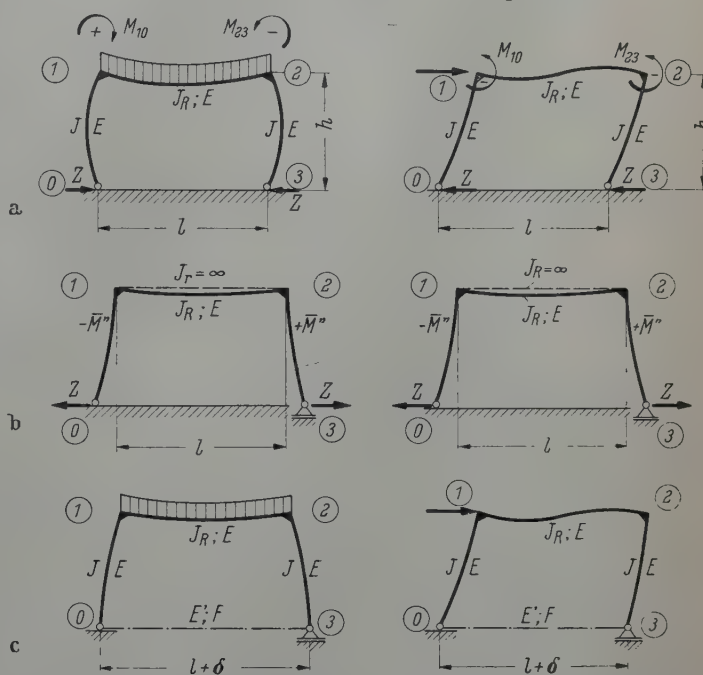


Abb. 2. Überlagerung der Einzelverformungen. — a) Verformung bei unverschieblichen Stützen; b) Verformung bei verschieblichen Füßen unter Einwirkung einer Kraft Z ; c) Verformung beim Zweigelenrahmen mit elastischem Zugband.

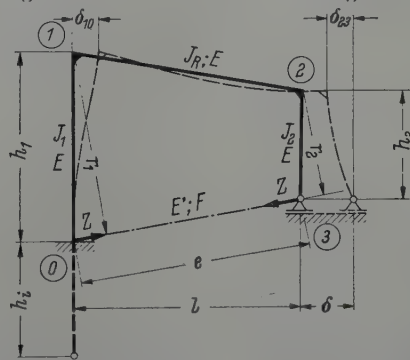


Abb. 3. Unsymmetrischer Rahmen mit starr oder elastisch eingespannter Feststütze und elastischem Zugband.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{10} &= \delta \frac{m_2 c_2'^2 K_{23}}{m_1 c_1'^2 K_{10} + m_2 c_2'^2 K_{23}}, \\ \delta_{23} &= \delta \frac{m_1 c_1'^2 K_{10}}{m_1 c_1'^2 K_{10} + m_2 c_2'^2 K_{23}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Die fiktiven Werte h' , K' , c' und m haben nach Kani folgende Größen:

Lagerung	h'	K'	c'	m
starre oder elastische Einspannung	$h' = h$	$K' = K$	$c' = \frac{h_c}{h} = c$	1
Gelenk	$h' = 1,5 h$	$K' = 0,75 K$	$c' = \frac{h_c}{h'} = \frac{2}{3} c$	0,75

Durch Einsetzen von (3) und (4) in (2) findet man

$$\begin{aligned} \bar{M}_{10}'' &= \frac{6e^3}{h_1^2 h_2 l^2} \cdot \frac{E J_{10}}{E' F} \cdot \frac{m_2 c_2'^2 K_{23}}{m_1 c_1'^2 K_{10} + m_2 c_2'^2 K_{23}} M_{23} = C_1 M_{23}, \\ \bar{M}_{23}'' &= -\frac{3e^3}{h_2^3 l^2} \cdot \frac{E J_{23}}{E' F} \cdot \frac{m_1 c_1'^2 K_{10}}{m_1 c_1'^2 K_{10} + m_2 c_2'^2 K_{23}} M_{23} = -C_2 M_{23}. \end{aligned} \quad (5)$$

$$\bar{M}_{10}'' = -\frac{3e^3}{h_2^3 l^2} \cdot \frac{E J_{23}}{E' F} \cdot \frac{m_1 c_1'^2 K_{10}}{m_1 c_1'^2 K_{10} + m_2 c_2'^2 K_{23}} M_{23} = -C_2 M_{23}. \quad (6)$$

Durch Zergliederung von M_{23} gemäß Gleichung (1) erhält man aus (6) mit Hilfe von

$$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2}, \quad (7)$$

$$\frac{\bar{M}_{10}''}{\bar{M}_{23}''} = -C_{10/23} = -\frac{m_2 h_1'}{m_1 h_2'} \quad (8)$$

die „Arbeitsgleichungen“:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{23} &= -\bar{C}(2M_{23}'' + M_{23}') \\ &= -\bar{C} M_{23}^E, \quad (9) \\ \bar{M}_{10}'' &= -C_{10/23} \cdot \bar{M}_{23}'', \quad (10) \end{aligned}$$

mit deren Hilfe im Verlauf der Iteration die aus der Verlängerung des Zugbandes herrührenden Verschiebmomente zu berechnen sind.

Das Produkt $\bar{C} \cdot M_{23}^E$ steht in Gleichung (9) gesondert, da es sich einerseits um eine Konstante handelt und andererseits M_{23}^E nur in Erscheinung tritt bei direkter Belastung des rechten (verschieblichen) Stieles. Dieser Lastfall ist für die vorliegende Rahmenform nur dann sinnvoll, wenn aus anderen Beanspruchungen noch ein Rest Zugkraft im Zugband verbleibt.

Bei elastischer Einspannung der Feststütze ist dieselbe (wie in Abb. 3 angedeutet) um das ideale Maß h_i zu verlängern und die Steifigkeit dieses gedachten Stabes in die weitere Rechnung einzuführen. (Nähere Erläuterungen im Nachtrag zu [6]).

Die Elastizitätskonstanten C_2 , $\bar{C}$ und $C_{10/23}$ sind in Tabelle 1 für verschiedene Sonderfälle zusammengestellt.

2. Rahmen mit zwei parallelen Stielen und elastischem Zugband in beliebiger Höhe

Bei einem Rahmen nach Abb. 4 gelten folgende Beziehungen:

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{10}' &= -\frac{6E J_{10}'}{h_1^2} \delta_{10}' = -\frac{6E J_{10}'}{h_1^2} \delta_{K_{10} + K_{10}'} = -\bar{M}_{10}'' \\ \bar{M}_{21}' &= +\frac{6E J_{21}'}{h_2^2} \delta_{21}' = +\frac{6E J_{21}'}{h_2^2} \delta_{K_{21} + K_{21}'} = -\bar{M}_{21}'' \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

$$Z = -\frac{1}{h_2} (M_{12}' + M_{21}') + \frac{1}{h_1} (M_{01}' + M_{10}'). \quad (12)$$

Tabelle 1.

1.1	1.2	1.3
$C = \frac{3}{2} \cdot \frac{l}{h^3} \cdot \frac{EJ}{E'F}$	$C_2 = \frac{3l}{h^3} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{K_1}{K_1 + K_2}$	$C_2 = \frac{3e^3}{h_2^3 l^2} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{c_1^2 K_1}{c_1^2 K_1 + c_2^2 K_2}$
$\bar{C} = \frac{C}{1 + C}; \quad C_{10/23} = 1$	$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2}; \quad C_{10/23} = 1$	$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2}; \quad C_{10/23} = \frac{h_1}{h_2}$
		$c_1 = \frac{h_c}{h_1}; \quad c_2 = \frac{h_c}{h_2}$
1.4	1.5	1.6
$C_2 = \frac{12}{5} \cdot \frac{l}{h^3} \cdot \frac{EJ}{E'F}$	$C_2 = \frac{3l}{h_2^3} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{K_1}{K_1 + \frac{1}{3} \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 K_2}$	$C_2 = \frac{3e^3}{h_2^3 l^2} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{K_1}{K_1 + \frac{1}{3} \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 K_2}$
$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2}; \quad C_{10/23} = 0,5$	$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2}; \quad C_{10/23} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2}$	$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2}; \quad C_{10/23} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2}$
2.1	2.2	2.3
$C_2 = \frac{6l}{h_2^3} \cdot \frac{EJ_2'}{E'F} \cdot \frac{K_{21}}{K_{21} + K_{21}'}$	$C_2 = \frac{6l}{h_2^3} \cdot \frac{EJ_2'}{E'F} \cdot \frac{K_{21}}{K_{21} + K_{21}'}$	$C_2 = \frac{6l}{h_2^3} \cdot \frac{EJ_2'}{E'F} \cdot \frac{K_{21}}{K_{21} + K_{21}'}$
$C_{10/21} = \frac{c}{2} \cdot \frac{K_{10}'}{K_{21}'}; \quad c = \frac{h_2}{h_1}$	$C_{10/21} = \frac{c}{2} \cdot \frac{K_{10}'}{K_{21}'}; \quad c = \frac{h_2}{h_1}$	$C_{10/21} = \frac{c}{2} \cdot \frac{K_{10}'}{K_{21}'}; \quad c = \frac{h_2}{h_1}$
$N = 1 + C_2 (2 + c); \quad \bar{C} = \frac{C_2}{N}$	$N = 1 + C_2 (2 + c) + C_2 \cdot C_{10/21} \cdot c$	$N = 1 + \bar{C}_2 (2 + c) + C_2 \cdot C_{10/21} \cdot c$
$C_{21}' = \bar{C} (3 + c)$	$C_{21}' = \bar{C} (3 + c); \quad \bar{C} = \frac{C_2}{N}$	$C_{21}' = \bar{C} (3 + c); \quad \bar{C} = \frac{C_2}{N}$
$C_{12}' = C (3 + 2c)$	$C_{12}' = \bar{C} (3 + 2c - C_{10/21})$	$C_{12}' = \bar{C} (3 + 2c - C_{10/21})$
$C_{21}'' = \bar{C} (2 + c)$	$C_{21}'' = \bar{C} (2 + c)$	$C_{01}'' = 2 \bar{C} c; \quad C_{10}'' = \bar{C} \cdot c$
$C^E = \bar{C} [M_{21}^E + (1 + c) M_{12}^E]$	$C_{10}'' = \bar{C} c$	$C_{21}'' = \bar{C} (2 + c)$
	$C^E = C [M_{21}^E + (1 + c) M_{12}^E - c M_{01}^E]$	$C^E = \bar{C} [M_{21}^E + (1 + c) M_{12}^E - c M_{01}^E]$
$\bar{M}_{21}'' = -C_{21}' M_{21}' - C_{12}' M_{12}' - C_{21}'' M_{21}'' - C_{12}'' M_{12}'' - C^E$	$\bar{M}_{21}'' = -C_{21}' M_{21}' - C_{12}' M_{12}' - C_{21}'' M_{21}'' + C_{10}'' M_{10}' - C^E$	$\bar{M}_{21}'' = -C_{21}' M_{21}' - C_{12}' M_{12}' + C_{01}'' M_{01}' - C_{21}'' M_{21}'' + C_{10}'' M_{10}' - C^E$

urch Einsetzen von

$= Z \frac{l}{E'F}$ und $c = \frac{h_2}{h_1}$ in (11) bzw. (12) findet man

$$\bar{M}_{1'0'} = + C_1 [M_{2'1'} + (1+c) M_{1'2'} - c M_{0'1'}] \quad (13)$$

$$\bar{M}_{2'1'} = - C_2 [M_{2'1'} + (1+c) M_{1'2'} - c M_{0'1'}] \quad (14)$$

it

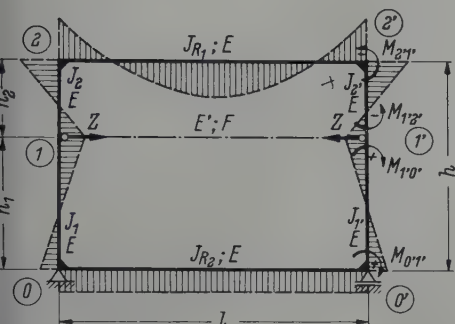


Abb. 4. Geschlossener Rahmen mit elastischem Zugband in beliebiger Höhe.

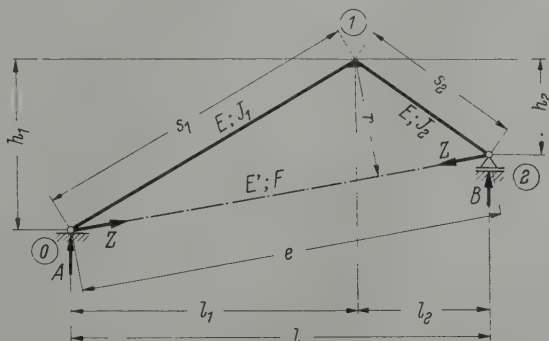


Abb. 5. Dreieckrahmen mit elastischem Zugband zwischen den Lagern.

Zu: Tabelle 1.

2.4	2.5	
3.1	3.2	3.3
$C_2 = \frac{3l}{h^2 s} \cdot \frac{EJ}{E'F}$ $\bar{C} = \frac{C_2}{1+C}; \quad C_{10/12} = 1$	$C_2 = \frac{3l}{h^2 s_2} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{K_{12}}{K_{10} + K_{12}}$ $\bar{C} = \frac{C_2}{1+C_2}; \quad C_{10/12} = \frac{K_{10}^2}{K_{12}^2}$	$C_2 = \frac{3e}{r^2 s_2} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{K_{12}}{K_{10} + K_{12}}$ $\bar{C} = \frac{C_2}{1+C_2}; \quad C_{10/12} = \frac{K_{10}^2}{K_{12}^2}$
4.1	4.2	4.3
$C_2 = \frac{3l}{h^2 s} \cdot \frac{EJ}{E'F}$ $\bar{C} = \frac{C_2}{1+C}$ $C_{10/23} = 1$	$C_2 = \frac{3l}{h^2 s_2} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{K_{10}}{K_{10} + K_{23}}$ $\bar{C} = \frac{C_2}{1+C_2}$ $C_{10/23} = 1$	$C_2 = \frac{3e}{r^2 s_2} \cdot \frac{EJ_2}{E'F} \cdot \frac{c_1 \bar{K}_1}{c_1 \bar{K}_1 + c_2 \bar{K}_2}$ $\bar{C} = \frac{C_2}{1+C_2}$ $C_{10/23} = \frac{r_2 c_2 K_{10} \bar{K}_2}{r_1 c_1 K_{23} \bar{K}_1}$ $\bar{K}_1 = K_{10} (h_2 b + h_2 a_1 + h_1 a_2)$ $\bar{K}_2 = K_{23} (h_1 b + h_2 a_1 + h_1 a_2)$

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{6l}{h_1^2 h_2} \cdot \frac{EJ_{1'0'}}{E'F} \cdot \frac{K_{10}}{K_{10} + K_{1'0'}} \\ C_2 &= \frac{6l}{h_2^3} \cdot \frac{EJ_{2'1'}}{E'F} \cdot \frac{K_{21}}{K_{21} + K_{2'1'}} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Zergliedert man die Stabendmomente entsprechend Gleichung (1), so findet man schließlich aus (14)

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{2'1'} &= -C'_{21} M_{2'1'} - \\ &- C'_{12} M_{1'2'} + \\ &+ C'_{01} M_{0'1'} - \\ &- C'_{21} M_{2'1'} + \\ &+ C'_{10} M_{1'0'} - C^E \\ \bar{M}_{1'0'} &= - \\ &- C_{10/21} \bar{M}_{2'1'}. \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Hierin bedeuten die Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{1'0'} &= -C_{10/21} = - \\ \bar{M}_{2'1'} &= - \\ &- \frac{h_2 \cdot K_{1'0'}}{h_1 \cdot K_{1'2'}} = - \\ &- \frac{K_{1'0'}}{c \cdot K_{1'2'}}, \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 1 + C_2 (2+c) + \\ &+ C_2 \cdot C_{10/21} \cdot c; \\ \bar{C} &= \frac{C_2}{N}, \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

$$\left. \begin{aligned} C'_{21} &= \bar{C} (3+c); \\ C'_{12} &= \bar{C} (3+2c - \\ &- C_{10/21}), \\ C'_{01} &= 2 \bar{C} c; \\ C'_{21} &= \bar{C} (2+c); \\ C'_{10} &= \bar{C} \cdot c, \end{aligned} \right\}$$

$$C^E = \bar{C} [M_{2'1'}^E + (1+c) M_{1'2'}^E - c M_{0'1'}^E].$$

Bei starrer Einspannung der Stützen bzw. bei gelenkiger Lagerung derselben vereinfachen sich die Gleichungen (16) und (17) wesentlich. In Tabelle 1 sind die entsprechenden Formeln für verschiedene Sonderfälle zusammengestellt.

3. Dreiecksrahmen mit einem Fußgelenk und elastischem Zugband zwischen den Auflagern

Bedeutet nach Abb. 5 $M_1^0 = B \cdot l_2$ das Moment im Punkte (1) eines Trägers auf zwei Stützen von der Länge l , so errechnet sich die Verlängerung des Zugbandes zu

$$\delta = \frac{Ze}{E'F} = \frac{e}{r E'F} (M_1^0 - M_{12}) \quad (18)$$

und die hieraus resultierenden Verschiebmomente

$$\overline{M}_{10}'' = - \frac{3 E J_{10}}{s_1 r} \delta_{10} = - \frac{3 E J_{10}}{s_1 r} \delta \frac{K_{10}}{K_{10} + K_{12}}, \quad (19)$$

$$\overline{M}_{12}'' = + \frac{3 E J_{12}}{s_2 r} \delta_{12} = + \frac{3 E J_{12}}{s_2 r} \delta \frac{K_{12}}{K_{10} + K_{12}}. \quad (20)$$

Im Gegensatz zu den unter 1. und 2. behandelten Rahmen verteilt sich δ also hier im direkten Verhältnis der Stabsteifigkeiten.

Durch Einsetzen von (18) in (19) und (20), sowie durch Aufgliederung von M_{12} gemäß Gleichung (1) findet man schließlich

$$\left. \begin{aligned} \overline{M}_{12}'' &= -2 \overline{C} M_{12}' + \overline{C} \cdot (M_1^0 - M_{12}^E) \\ \overline{M}_{10}'' &= -C_{10/12} \cdot \overline{M}_{12}'' \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Die Werte von $\overline{C}$ und $C_{10/12}$ können aus Tabelle 1 entnommen werden. Wie ersichtlich, entfallen bei den Dreieckrahmen die „normalen“ Verschiebemomente M'' , was sich auf die Berechnung vereinfachend auswirkt.

4. Schrägstielige Rahmen mit elastischem Zugband zwischen den Auflagern

Bedeutet nach Abb. 6 $M_2^0 = B \cdot a_2$ das Moment im Punkte (2) eines statisch bestimmten Trägers von der Länge l , so findet man δ und die M'' -Werte wie folgt:

$$\delta = \frac{Z e}{E' F} = \frac{e}{r_2} \cdot \frac{1}{E' F} (M_2^0 - M_{23}), \quad (22)$$

$$\overline{M}_{10}'' = - \frac{3 E J_{10}}{s_1 r_1} \delta_{10} = - \frac{3 E J_{10}}{s_1 r_1} \delta \frac{c_2 \overline{K}_2}{c_1 \overline{K}_1 + c_2 \overline{K}_2}, \quad (23)$$

$$\overline{M}_{23}'' = + \frac{3 E J_{23}}{s_2 r_2} \delta_{23} = + \frac{3 E J_{23}}{s_2 r_2} \delta \frac{c_1 \overline{K}_1}{c_1 \overline{K}_1 + c_2 \overline{K}_2}. \quad (24)$$

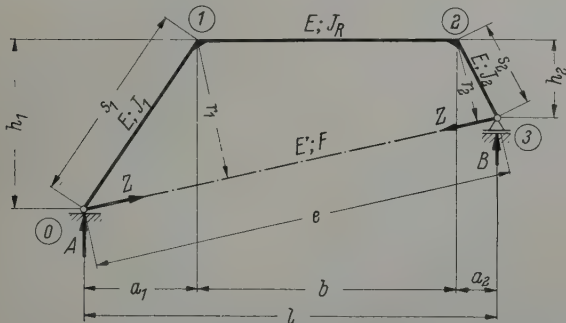


Abb. 6. Unsymmetrisch-schrägstieliger Rahmen mit elastischem Zugband zwischen den Lagern.

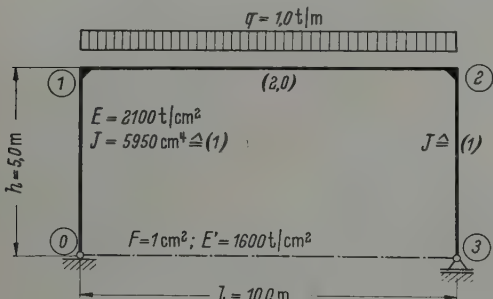


Abb. 7. 1. Zahlenbeispiel.

Hierin bedeuten nach [6]:

$$\left. \begin{aligned} \overline{K}_1 &= K_{10} (h_2 b + h_2 a_1 + h_1 a_2) \\ \overline{K}_2 &= K_{23} (h_1 b + h_2 a_1 + h_1 a_2) \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

Durch Einsetzen von (22) in (23) und (24) sowie bei Berücksichtigung von (1) findet man schließlich

$$\left. \begin{aligned} \overline{M}_{23}'' &= -\overline{C} (2 M_{23}' + M_{23}'') + \overline{C} (M_2^0 - M_{23}^E) \\ \overline{M}_{10}'' &= -C_{10/23} \cdot \overline{M}_{23}'' \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

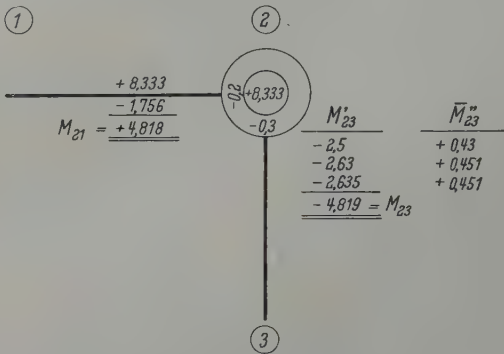
Die Werte von $\overline{C}$ und $C_{10/23}$ sind in Tabelle 1 für einige Trapezrahmen zusammengestellt.

1. Beispiel

Symmetrischer Rahmen mit Gleichstreckenlast $q = 1 \text{ t/m}$ gemäß Abb. 7. Die eingeklammerten Zahlenwerte sind (wie auch bei allen folgenden Beispielen) die J/J_c -Werte. Unter Ausnutzung der Symmetrie ergibt sich:

$$\begin{aligned} K'_{23} &= \frac{1}{5} \cdot 0,75 = 0,15; & K'_{21} &= \frac{2}{2 \cdot 10} = 0,1, \\ \mu_{23} &= -0,3; & \mu_{21} &= -0,2, \\ C &= \frac{3}{2} \cdot \frac{l}{h^3} \cdot \frac{EJ}{E'F} = \frac{3 \cdot 10 \cdot 1,312 \cdot 0,5950}{2 \cdot 5,0^3 \cdot 1,0} = 0,0937, \\ 2 \overline{C} &= \frac{2 C}{1 + C} = \frac{2 \cdot 0,0937}{1,0937} = 0,1713, \\ \overline{M}_{23}'' &= -2 \overline{C} M_{23}' = -0,1713 \cdot M_{23}', \\ M_{21}^E &= \frac{q l^2}{12} = 1,0 \cdot \frac{10^2}{12} = 8,333 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Die Iteration ist in Schema ① durchgeführt; wie ersichtlich, ist die Konvergenz sehr gut.



Iterationsschema ① zum 1. Zahlenbeispiel.

2. Beispiel

Unsymmetrisch-zweistieliger Rahmen mit elastischem Zugband und Gleichstreckenlast. Abmessungen und J/J_c -Werte gemäß Abb. 8.

ν -Werte

Stab	K	h	$c = \frac{h_c}{h}$	$c \cdot K$	$c^2 \cdot K$	ν
0 — 1	1,0	8	1	1,0	1,0	— 0,545
2 — 3	0,6667	4	2	1,3333	2,6667	— 0,727
Σ					3,6667	

$$M_{21}^E = q \frac{l^2}{12} = 1,0 \cdot \frac{8,0^2}{12} = 5,333 \text{ tm}.$$

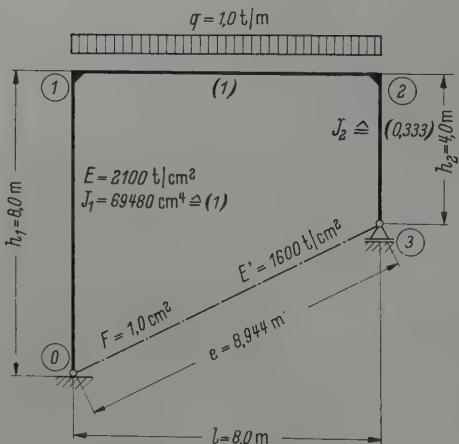


Abb. 8. 2. Zahlenbeispiel.

Elastizitätskonstanten:

$$C_2 = \frac{3e^3}{h_2^3 \cdot l^2} \cdot \frac{E J_2}{E' F} \cdot \frac{c_1^2 K_1}{c_1^2 K_1 + c_2^2 K_2} =$$

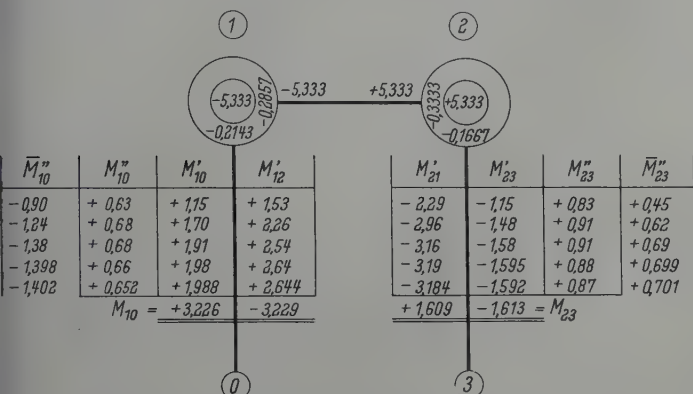
$$= \frac{3 \cdot 8,944^3 \cdot 2,3160 \cdot 1,312}{4,0^3 \cdot 8,0^2 \cdot 1,0} \cdot \frac{3}{11} = 0,4345,$$

$$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2} = \frac{0,4345}{1,4345} = 0,3029; \quad C_{10/23} = \frac{h_1}{h_2} = 2,0,$$

$$\bar{M}_{23} = -\bar{C} (2 M'_{23} + M'_{23}) = -0,3029 (2 M'_{23} + M'_{23}),$$

$$\bar{M}_{10} = -2,0 \cdot \bar{M}_{23}.$$

Die Eckmomente sind im Iterationsschema ② berechnet.



$$C_2 = \frac{3e}{r_2^2 s_2} \cdot \frac{E J_2}{E' F} \cdot \frac{c_1 \bar{K}_1}{c_1 \bar{K}_1 + c_2 \bar{K}_2} = 0,35\,224,$$

$$\bar{C} = \frac{C_2}{1 + C_2} = \frac{0,35\,224}{1,35\,224} = 0,2604,$$

$$C_{10/23} = \frac{r_2 c_2 K_{10} \bar{K}_2}{r_1 c_1 K_{23} \bar{K}_1} = 1,752,$$

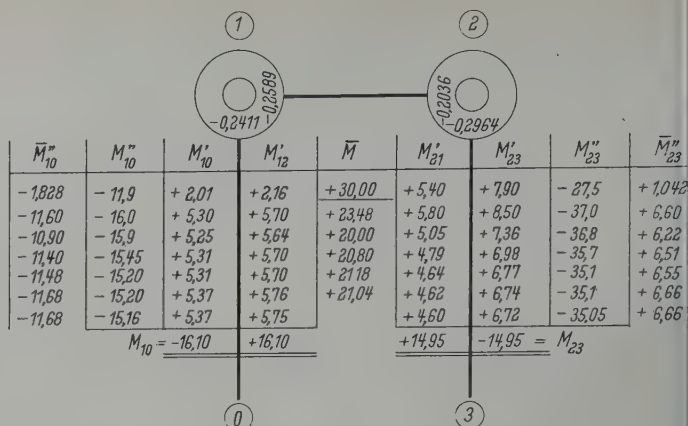
$$\begin{aligned} \bar{M}_{23}'' &= -\bar{C} (2M_{23}' + M_{23}'') + \bar{C} \cdot M_2^0 = \\ &= -0,2604 (2M_{23}' + M_{23}'') + 1,0416, \end{aligned}$$

$$\bar{M}_{10}'' = -C_{10/23} \cdot \bar{M}_{23}'' = -1,752 \bar{M}_{23}''.$$

Die Durchführung der Iteration zeigt Schema ④.

Literatur

1. G. Kani: Die Berechnung mehrstöckiger Rahmen. Stuttgart: K. Wittwer 1956.
2. P. Sahmel: Beschleunigung der Konvergenz bei Berechnung von Rahmentragwerken nach Kani. Stahlbau 23 (1954) H. 11, S. 262/264.
3. K. H. Herber: Vereinfachung der Rahmenberechnung nach Kani und Verbesserung der Konvergenz. Die Bautechnik 32 (1955) H. 9, S. 310/315.
4. V. Kupferschmid: Unmittelbarer Momentenausgleich beim zweitstieligen Stockwerkrahmen und beim Vierendeelträger. Der Bau 3 (1950) H. 24, S. 578/583.
5. R. Pich und H. G. Diederichs: Neue Wege im Kesselgerüstbau. Brennstoff-Wärme-Kraft 7 (1955) H. 5, S. 212/215.
6. P. Sahmel: Die Berechnung elastisch eingespannter parallel- und schrägstieliger Rahmen nach Kani. Stahlbau 26 (1957) H. 5, S. 140/144 sowie Nachtrag: Stahlbau 26 (1957) H. 9, S. 276.



Iterationsschema ④ zum 4. Zahlenbeispiel.

7. H. Wernick: Rahmenberechnung nach Kani bei unterbrochenen Riegeln. Beton- und Stahlbetonbau 51 (1956) H. 5, S. 112/114.
8. G. Hackert: Beitrag zur Berechnung von Rahmen mit unterbrochenen Riegeln. Beton- und Stahlbetonbau 52 (1957) H. 6, S. 144/147.
9. H. Nehse: Momentenausgleich nach Kani bei Stäben mit innerem Gelenk. Beton- und Stahlbetonbau 51 (1956) H. 10, S. 234/236.
10. K. Sattler: Das „Durchbiegungsverfahren“ zur Lösung von Stabilitätsproblemen. Die Bautechnik 30 (1953) H. 10, S. 288/291 sowie H. 11, S. 326/331.
11. R. Klement: Knickuntersuchung von Rahmentragwerken nach DIN 4114, Ri 10,2 mit Hilfe des Ausgleichsverfahrens von Kani. Stahlbau 26 (1957) H. 12, S. 372/380.

Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen

Von A. Aas-Jakobsen, Oslo

DK 624.075.2 : 624.012.41

Das Europäische Betonkomitee (CEB) empfiehlt schlankere Betonkonstruktionen mit Knickgefahr für die vorhandenen Schnittkräfte und ein zusätzliches Moment M_E zu bemessen, wo M_E von der Eigenwertspannung, der Konstruktionshöhe, der Exzentrizität und der Normalkraft abhängig ist. Knickvorschriften, Bemessungsvorschläge und ausgeführte Knickversuche werden mit dem CEB-Verfahren verglichen.

Übersicht

Das Europäische Betonkomitee CEB empfiehlt, daß die Schnittkräfte einer schlanken Konstruktion nach der Theorie 1. Ordnung berechnet werden, und die durch die Knickgefahr bedingte Abminderung der Tragfähigkeit wird durch Einführung eines zusätzlichen Momentes M_E berücksichtigt. Die Ableitung dieses zusätzlichen Momentes soll hier gezeigt werden.

Um das CEB-Verfahren für die Knickberechnung mit Knickvorschriften und anderen Berechnungsvorschlägen vergleichen zu können, wird an Hand von 204 Versuchen an Säulen ohne Knickgefahr gezeigt, daß ihre Traglast durch stufenweise konstante Spannungsverteilung mit großer Genauigkeit bestimmt werden kann. Die theoretische Traglast für 130 Knickversuche wird berechnet und mit der gemessenen verglichen.

Säulen ohne Knickgefahr

Die meisten Knickvorschriften setzen voraus, daß die Schnittkräfte einer schlanken Säule in vorgeschriebener Weise vergrößert werden sollen, und für diese Schnittkräfte ist ein Sicherheitsnachweis zu führen. Z. B. gilt nach den Deutschen Vorschriften DIN 1045 für zentrischen Druck bei einem symmetrisch bewehrten Viereckquerschnitt

$$3 \omega N \leq K_b b d + 2 \sigma_s F_e.$$

Hier ist

- K_b Prismenfestigkeit, σ_s Quetschgrenze,
- ω Knickzahl (von der Schlankheit abhängig)
- F_e symmetrische Bewehrung.

Nach der Önorm B 4200 gilt

$$2,5 \omega N \leq K_b b d + 2 \sigma_s F_e.$$

Bei ausmittigem Druck ist der Sicherheitsnachweis für $\omega_{kr} N$ und $\omega_{kr} M$ zu erbringen, wo die Ausweichzahl ω_{kr} von der Schlankheit und der Ausmitte abhängig ist.

Nach dem CEB-Verfahren soll das vorhandene Biegemoment aus der Berechnung 1. Ordnung mit einem zusätzlichen Moment M_E vergrößert werden, und die Bemessung soll für die Momentensumme und die vorhandene Normalkraft durchgeführt werden.

Um die verschiedenen Knicktheorien und Knickversuche vergleichen zu können, muß zuerst die Tragfähigkeit einer Säule ohne Knickgefahr mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden können. Beim zentrischen Druck sind DIN 1045, Önorm B 4200 und CEB in Übereinstimmung. Bei exzentrischem Druck muß die Spannungsverteilung der Betondruckzone festgelegt werden. Es heißt in den CEB-Empfehlungen, die in Wien 1959 gegeben wurden:

„Das parabolische Diagramm kann als vereinfachte Spannungsverteilung empfohlen werden“ und weiter:

„Jeder andere, vorzugsweise rechteckige, vereinfachte Spannungsblock, jede vereinfachte Formel oder Kurventafel, können verwendet werden unter der Bedingung, daß ihre Ergebnisse innerhalb annehmbarer Grenzen mit denen der parabolischen Verteilung oder genügend zahlreichen Versuche übereinstimmen.“

Als einen vereinfachten Spannungsblock führen wir hier die stufenweise konstante Spannungsverteilung ein (Abb. 1). Mit dieser Verteilung wird ein beliebiger Querschnitt in zwei Hälften geteilt und die Spannung innerhalb jeder Hälfte konstant angenommen. Für einen Viereckquerschnitt gibt diese Spannungsverteilung

$$N + 4 M/d = K_b b d.$$

Dieselbe Gleichung ist für die parabolische Spannungsverteilung erhältlich. Die stufenweise konstante Spannungsverteilung ist daher in Übereinstimmung mit den CEB-Empfehlungen.

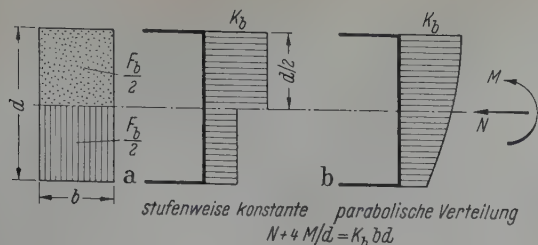


Abb. 1. a) Stufenweise konstante Spannungsverteilung; b) Parabolische Spannungsverteilung, beide mit derselben Bemessungsgleichung.

Für einen Rechteckquerschnitt mit einer symmetrischen Bewehrung F_e (Abb. 2) erhält man aus den Gleichgewichtsbedingungen für den Querschnitt, wenn man das Verhältnis der Beton- und Stahlspannungen in beiden Bereichen als gleich $[K_b/\sigma_s]$ voraussetzt:

$$N + \alpha M/d = K_b b d (1 + 2 q) = N_0,$$

$$\alpha = 4 \frac{1 + 2 q}{1 + 4 q a/d},$$

$$q = \sigma_s F_e / K_b b d,$$

$$N_0 = K_b b d + 2 \sigma_s F_e.$$

Für $M = 0$ geht diese Gleichung in die Bemessungsgleichung nach DIN 1045 über und ist für $M > 0$ in Übereinstimmung mit Önorm B 4200. Wo die Zugzone die Tragwirkung bestimmt, gilt entsprechend

$$\sigma_s F_e a = M - 0,5 N (d - N/\sigma_B b).$$

Hier ist die ausnützbare Betonspannung σ_B nach den ausgeführten Versuchen gleich $0,9 K_b$.

Wenden wir obige Formeln auf den Fall einer um e exzentrisch wirkenden Normalkraft N an, so erhält man mit $M = N e$ für die theoretische Maximallast N_c

$$N_c = K_b b d (1 + 2 q)/(1 + \alpha e/d),$$

bzw., wenn die Zugzone die Tragwirkung bestimmt,

$$N_c = (-\beta + \sqrt{\beta^2 + \gamma}) 0,9 K_b b d,$$

$$\beta = e/d - 0,5,$$

$$\gamma = 2,22 q a/d.$$

Mit diesen Gleichungen ist N_c für 204 Versuche [3] von Moenaert, Oengö, Bach u. Graf, Brandtæg und Hognestad berechnet und mit den entsprechenden Versuchswerten N_r verglichen worden. Im Durchschnitt ist N_r/N_c gleich 1,03, und die Streuung der Ergebnisse ist 3 v. H. Das dazugehörige Histogramm ist in Abb. 3 gezeigt. Da Versuche, die völlig gleich sein sollen, gewöhnlich eine Streuung von 7 v. H. haben, kann man aus dieser Untersuchung schließen, daß die stufenweise konstante Spannungsverteilung die Tragwirkung eines Querschnittes mit großer Genauigkeit bestimmt.

Das zusätzliche Moment M_E

Für die Mittenausbiegung einer gelenkig gelagerten Säule der Länge l und der Biegesteifigkeit EJ (Abb. 4), die durch eine Normalkraft N und ein Mittelmoment M_m belastet ist, läßt sich allgemein

$$y = M_m l^2 / k J E$$

ansetzen. Dabei ist vorauszusetzen, daß die Tragfähigkeit der Säule bei der Ausbiegung y nicht überschritten wird. Um dessen sicher zu sein, greifen wir auf die Gleichung für den Rechteckquerschnitt mit ausgenützter Druckzone zurück, aus der für das Maximalmoment M_m dementsprechend

$$M_m = (N_0 - N) d/\alpha$$

hervorgeht.

Der Tangentialmodul E ist bei Beton nicht konstant, sondern nimmt mit wachsender Normalkraft ab. Als eine gute Annäherung gilt

$$E = E_0 (1 - N/N_0).$$

E_0 ist der Tangentialmodul für $N = 0$.

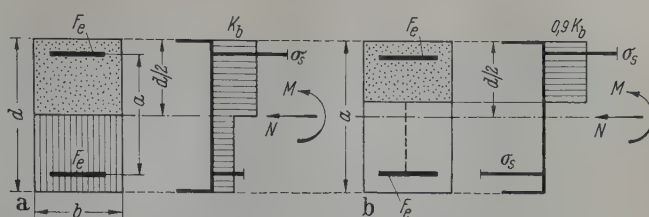


Abb. 2. Stufenweise konstante Spannungsverteilung für ein Viereckquerschnitt. — a) im Stadium I; b) im Stadium II.

Auch die Größe J ändert sich mit der Verbiegung der Säule, und es kann angenommen werden, daß

$$J = \frac{\kappa F_0 i^2}{1 + e/d}, \quad i = d/\sqrt{12}.$$

Die Mittenausbiegung wird nach Einsetzen von M_m und $J E$

$$y = \frac{(N_0 - N) (d + e) l^2}{\alpha \kappa k E_0 (1 - N/N_0) F_0 i^2} = \alpha \kappa k E_0 \frac{(d + e) l^2 N_0}{F_0 i^2}.$$

Hier ist $N_0/F_0 = K_b$, k ist von der Größenordnung 8 — 10, abhängig, vom Verhältnis e/y (Abb. 4 b). Weiter ist $\kappa \approx 1$ und $E_0 \approx 1000 K_b$. Mit diesen Annahmen wird die Mittenausbiegung einer exzentrisch belasteten Säule

$$y = (d + e) \lambda^2 / \alpha,$$

$$\lambda = l/100 i.$$

Die Bemessungsgleichung für die Betondruckzone einer schlanken Säule ist dann, wenn wir $M_m = N(e + y)$ einsetzen,

$$N (1 + \lambda^2) + M (\alpha + \lambda^2) / d = N_0,$$

wobei wieder $M = N e$ ist. Die Zugeisen werden in entsprechender Weise für die gegebenen Schnittkräfte und das zusätzliche Moment

$$M_E = N y = N (d + e) \lambda^2 / \alpha$$

Abb. 3. Histogramm für 204 Versuche mit ausmittig gedrückten Säulen ohne Knickgefahr. Die theoretische Traglast N_c ist für stufenweise konstante Spannungsverteilung berechnet, N_r ist die gemessene Bruchlast.

		in Mittel						Streuung	
		0,80	1,00	1,20	1,40	N_r/N_c		[%]	
Bach u. Graf	1914		6	27	1	1,04		3	
Brandtæg	1935			3	3	1,20		9	
Oengö *	1939	1	4	5	6	1,05		7	
Hognestad	1951		3	36	36	1,01		5	
Moenaert	1953	2	8	23	20	0,99		8	
Anzahl	204	2	12	69	91	22	5	2	1
						1,03		6	

bestimmt. Bei zentrisch belasteten Säulen werden die ausnützbaren Spannungen um 15 v. H. erhöht. Dadurch wird die Bemessung vereinfacht ($M_E = 0$ für $\lambda < 0,4$), und die Übereinstimmung mit den Versuchen wird verbessert.

Schlank Konstruktionen mit Normalkraft, wie Bögen, Rahmen u. dgl. erhalten ein zusätzliches Moment

$$M_E = N (d + e) E_0 / 3300 \sigma_E,$$

wo σ_E die Eigenwertspannung für den konstanten Elastizitätsmodul ist.

Flächentragwerke, Schalen u. a. mit Normalkräften N_x und N_y in den zwei Richtungen x und y erhalten ein zusätzliches Moment in beiden Richtungen [4]:

$$M_E = \frac{N_x (d + e_x)}{3300} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{Ex}} + \frac{N_y (d + e_y)}{3300} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{Ey}}.$$

σ_{Ex} und σ_{Ey} sind die Eigenwertspannungen in den zwei Richtungen.

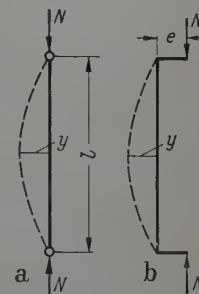


Abb. 4. Die gelenkig gelagerte schlanke Säule.

Knickvorschriften und Knickversuche

Sind die Querschnitte und die Bewehrung gegeben, wie z. B. bei den Knickversuchen, dann lassen sich die theoretischen Knicklasten N_c nach dem CEB-Verfahren berechnen.

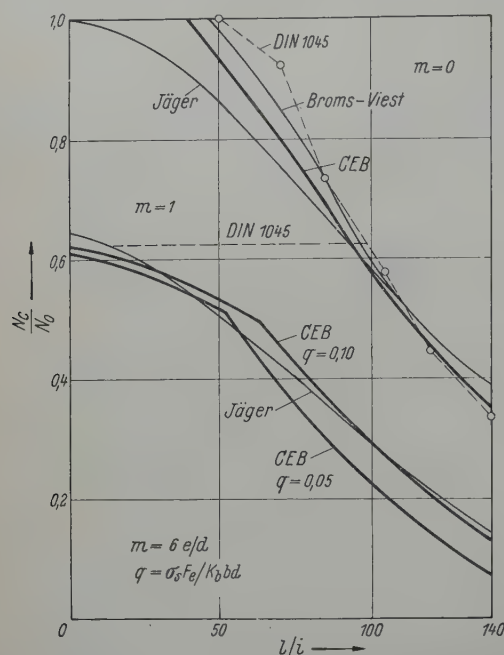


Abb. 5. Knickvorschriften DIN 1045 mit dem CEB-Verfahren und den Verfahren von Jäger [5], Broms [6] und Viest [7] verglichen.

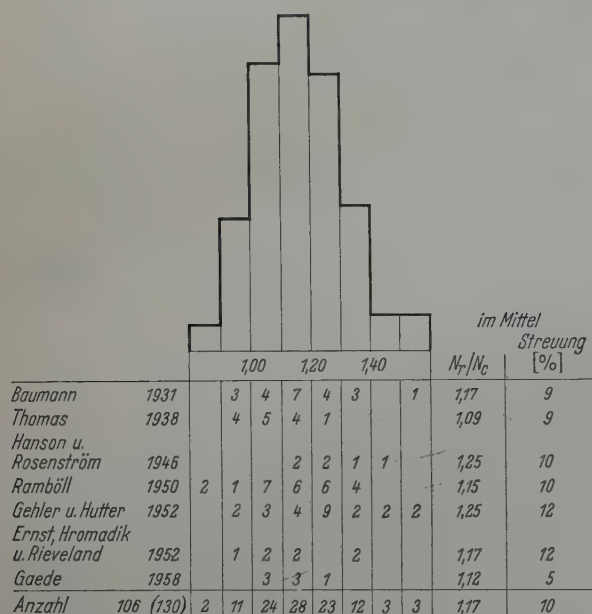


Abb. 6 Histogramm für 106 (130) Knickversuche an schlanken Säulen. Die theoretische Traglast N_c ist für das zusätzliche Moment $M_E = N_c (d+e) \lambda^2 / \alpha$ unter Verwendung der stufenweise konstanten Spannungsverteilung berechnet. Die 24 Versuche von Gehler und Hütter sind Doppelversuche.

Bei zentrischer Belastung gilt, wenn die Druckzone maßgebend ist,

$$N_c (1 + \alpha y/d) = 1,15 N_0,$$

$$y = d \lambda^2 / \alpha,$$

$$N_c = 1,15 N_0 / (1 + \lambda^2).$$

Die Druckzone bei exzentrischer Belastung soll für die gegebene Exzentrizität e und eine zusätzliche Exzentrizität y bemessen werden, wo

$$y = (d + e) \lambda^2 / \alpha.$$

Die theoretische Knicklast N_c wird für die Druckzone

$$N_c = N_0 / (1 + \alpha e/d + \lambda^2 + \lambda^2 e/d).$$

Wo die Zügeisen maßgebend sind, kann $1/\alpha \approx 0,3$ eingeführt werden. Die Knicklast für zentrische Belastung und um 15 v. H. erhöhte Spannungen ist

$$N_c = N_0 (-\beta + \sqrt{\beta^2 + \gamma}) 1,03 / (1 + 2q),$$

$$\beta = 0,3 \lambda^2 - 0,5$$

und die Knicklast für exzentrische Belastung

$$N_c = N_0 (-\beta + \sqrt{\beta^2 + \gamma}) 0,9 / (1 + 2q),$$

$$\beta = e/d + 0,3 (1 + e/d) \lambda^2 - 0,5,$$

$$\gamma = 2,22 q a/d.$$

Das CEB-Verfahren ist in Abb. 5 mit den deutschen Knickvorschriften nach DIN 1045 verglichen. Es sind auch der Grundfall nach Jäger [5] und der Vorschlag von Broms [6] und Viest [7] in Abb. 5 mitberücksichtigt. Die verschiedenen Berechnungsverfahren stimmen beim zentrischen Druck mit DIN 1045 gut überein. Für exzentrischen Druck kann DIN 1045 Sicherheiten unterhalb eins geben, was schon früher von Kordina [8] und Gaede [9] gezeigt worden ist.

Die Ausführung von Knickversuchen stößt auf größere Schwierigkeiten als Versuche mit Säulen ohne Knickgefahr. Z. B. ist beim zentrischen Knicken die obere Grenze der Knicklast gleich N_0 und die untere Grenze ist N_c . Je genauer ein Versuch ausgeführt wird, um so größer wird die Knicklast, d. h. je genauer die Versuche durchgeführt werden, je größer wird die Streuung. Dieser Sachverhalt ist beim Vergleich der Vorversuche und der Hauptversuche von Baumann [7] deutlich erkennbar. Es sind 130 Knickversuche nach dem CEB-Verfahren durchgerechnet. In Abb. 6 ist das Histogramm der Kurzzeitversuche gegeben. Der Mittelwert von $N_T/N_c = 1,17$ und der Streuung ist 10 v. H. Gaede [8] hat auch 9 Langzeitversuche durchgeführt. Bei der Berechnung von N_c dieser Versuche ist das zusätzliche Moment um 100 v. H. vergrößert [1]. Dadurch wird im Mittel $N_T/N_c = 1,40$ und die Streuung 20 v. H.

Zusammenfassung

Das CEB empfiehlt, daß schlanke Konstruktionen, wie Bögen, Rahmen u. dgl. für die Schnittkräfte aus der Berechnung I. Ordnung und für ein zusätzliches Moment M_E bemessen werden sollen, wo

$$M_E = N (d + e) E_0 / 3300 \sigma_E.$$

Eine gelenkig gelagerte Säule mit Schlankheit $\lambda = l/100 i$ sollte bei zentrischem Druck für 15 v. H. erhöhte Spannungen und für $M_E = N d \lambda^2 / \alpha$ bemessen werden. Das zusätzliche Moment für dieselbe Säule mit exzentrischem Druck ist $M_E = N (d + e) \lambda^2 / \alpha$, oder $M_E = 0,3 N (d + e) \lambda^2$. Die Bemessung erfolgt für normale Spannungen.

Bei der Bemessung von Flächentragwerken, wie Platten, Scheiben oder Schalen, wird in jeder der beiden Hauptrichtungen ein zusätzliches Moment M_E eingeführt, wo

$$M_E = \frac{N_x (d + e_x)}{3300} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{Ex}} + \frac{N_y (d + e_y)}{3300} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{Ey}}.$$

Literatur

1. CEB: Flambement, Comptes-rendus, Paris 1959.
2. CEB: Bulletin d'Information, No. 17, Paris 1959.
3. CEB: Bulletin d'Information, No. 11, Tableaux des Resultats Experimentaux, Paris 1959.
4. A. Aas-Jakobsen: Die Berechnung der Zylinderschalen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1958.
5. K. Jäger: Die Bemessung schlanker Stahlbetonstützen auf ausmittigen Druck. Beton- u. Stahlbetonbau. (1955), H. 3.
6. B. Broms: Ultimate Strength of Long Reinforced Concrete Columns. Ph. D. Thesis University of Illinois 1956.
7. B. Broms und L. M. Viest: Ultimate Strength Analysis of Long Hinged Reinforced Concrete Columns, Proc. ASCE 1958, Paper 1510, Paper 1635 (Restrained Columns) and Paper 1694: (Design of Long R. C. C.).
8. K. Kordina: Stabilitätsuntersuchungen an Beton- u. Stahlbetonsäulen, Dr. Diss., München 1958.
9. K. Gaede: Knicken von Stahlbetonstäben unter Kurz- und Langzeitbelastung, Berlin: Ernst u. Sohn 1958.
10. O. Baumann: Die Knickung der Eisenbetonsäulen EMPA, Zürich 1934, Bericht Nr. 89.
11. B. J. Ramböhl: Reinforced Concrete Columns. København Teknisk Forlag 1951.

Kurze Technische Berichte

OK 693.814.27 : 624.014.27 : 624.078 (047.6)

Stöße und Anschlüsse bei Rohrkonstruktionen

Wie in vielen Ländern, hat auch in Großbritannien die Stahlrohrkonstruktion während der letzten Jahre Eingang in den Stahlbau gefunden. Für Stöße und Verbindungen von Rohren werden im allgemeinen die auch im deutschen Raum bekannten und geläufigen Schweiß- und Schraubkonstruktionen [1, 2] ver-

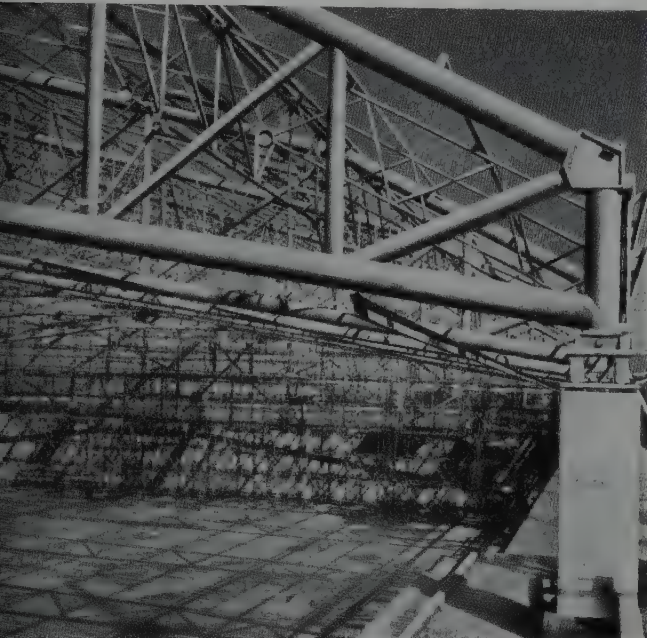


Abb. 1. Knotenbleche in einer Dachkonstruktion.

wendet. So sehen die britischen Normen z. B. stumpfgeschweißte Rohrstöße mit innen gelegten Ringen, unmittelbare Zusammenschweißung von Rohren an Fachwerkknoten und ähnliches vor. Auch die Gütebewertungen der Schweißverbindungen entsprechen ungefähr denen der deutschen Normen. Neben diesen nahezu klassisch gewordenen Verbindungen wurden bei englischen Stahlbauten eine Reihe anderer, vielleicht weniger bekannter Knotenbildungen verwendet.

So zeigt z. B. Abb. 1 eine Dachkonstruktion mit eingeschweißtem Knotenblech am Traufpunkt des Hauptbinders. Die anschließenden Stäbe werden mit Kehlnähten an die aussteifende Blechumrandung angeschweißt. Bei großen Stabkräften können auch Stumpfnähte mit untergelegten Ringen erforderlich werden. Schließt eine größere Anzahl von Stäben an einen Knoten an, so werden kreisförmige Knotenbleche nach Abb. 2 verwendet. Hier sind noch die Rohrstäbe der Längsaussteifung im Mittelpunkt des Knotenbleches mit Schrauben angeschlossen. Kreisförmige Knotenbleche sind auch bei den Fachwerklängsträgern und den Zwischenbindern der bereits erwähnten Dachkonstruktion (Abb. 1) angeordnet. Bei größeren Knotenblechen werden entsprechende (meist radiale) Aussteifungen angeordnet.

Den Kopf einer Stütze unter Durchlaufträgern zeigt Abb. 3. Wegen der in den Untergurten der Durchlaufträger wirkenden Druckkräfte wurde die Rohrstütze am Kopf durch ein aufgeschraubtes Rohrstück verstärkt. Das warm aufgezogene Rohrstück wurde nach dem Erkalten zusätzlich mit Kehlnähten an der Stütze befestigt.

Eine weitere Möglichkeit, einen Fachwerträger an eine Rohrstütze anzuschließen, ist aus Abb. 4 ersichtlich. Dort ist ein kurzes, geteiltes Rohrstück als eine Art Muffe verwendet. Das untere Teil der Muffe wird in der Werkstatt an die Stütze angeschweißt und trägt zur einfachen Montage der Fachwerträger bei. Der endgültige Anschluß erfolgt auf der Baustelle durch Auflegen der oberen Kappe und die aus der Abbildung ersichtlichen Schweißnähte.

Neben den beschriebenen Schweißkonstruktionen werden auch geschraubte Verbindungen für Baustellenstöße verwendet. Bei Stößen von Druckstäben scheint hier der Flanschverbindung der Vorzug gegeben zu werden. Dabei werden an den Rohrenden kreisringförmige Flansche angeschweißt, die beträchtlich über

den Grundquerschnitt des Rohres hinausragen. Die in den aneinanderstoßenden Flanschen zweier Rohre angeordneten Schrauben liegen ebenfalls außerhalb des eigentlichen Rohrquerschnittes. Sollen die Flansche aus ästhetischen oder sonstigen Gründen nicht über den Querschnitt des Rohres herausragen, so können kreuzförmige Verbindungen angewendet werden. Hierbei wird der Kreisringquerschnitt des Rohrendes zu einem kreuzförmigen Querschnitt zusammengedrückt (Abb. 5). Der

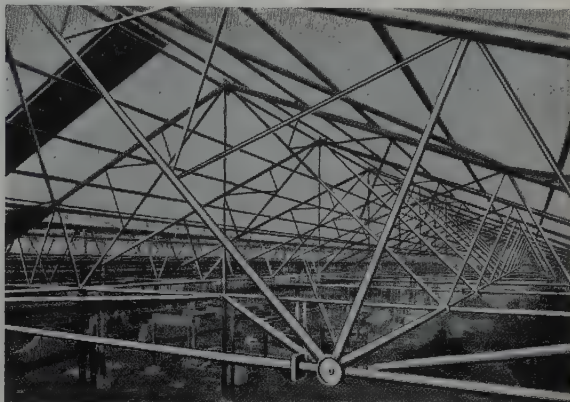


Abb. 2. Kreisförmiges Knotenblech in einem Rohrbinder.

Durchmesser der aufgeschweißten Kreisplatte ist dann gleich dem Außendurchmesser des Rohres und die erforderlichen Schrauben können gut untergebracht werden (Ausführung ist patentiert).

Für geschraubte Verbindungen von Zugstäben werden oft eingeschweißte Flachstahlzuglaschen vorgesehen. Auch hochfeste Schrauben sind hierbei schon angeordnet worden. Daß bei Zugstäben, ebenso wie bei Druckstäben, geschraubte flanschartige Verbindungen vorkommen, zeigt der Baustellenstoß des Bindergurtes in Abb. 2 (links neben dem kreisförmigen Knotenblech). — [Nach G. Bernard Godfrey: Joints in Tubular Structures. The Structural Engineer 37 (1959), Nr. 4, S. 126.]

W. Steinbach, Berlin.

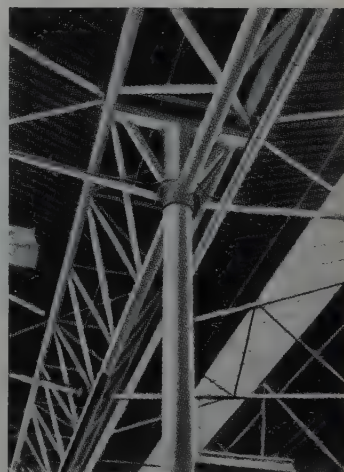


Abb. 3. Verstärkung des Kopfes einer Rohrstütze.

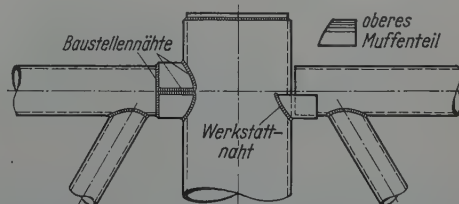


Abb. 4. Anschluß eines Fachwerträgers an eine Rohrstütze.

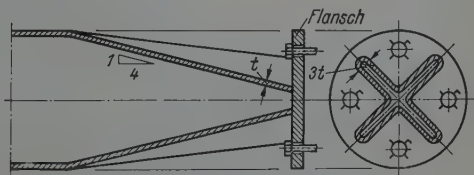


Abb. 5. Kreuzförmige Verbindung.

Literatur

1. Stahlbau, Bd. 2, Köln: Stahlbau-Verlags-G.m.b.H. 1957.
2. Stahlrohrbau, 4. Aufl., Mannesmannröhren-Werke A.G.

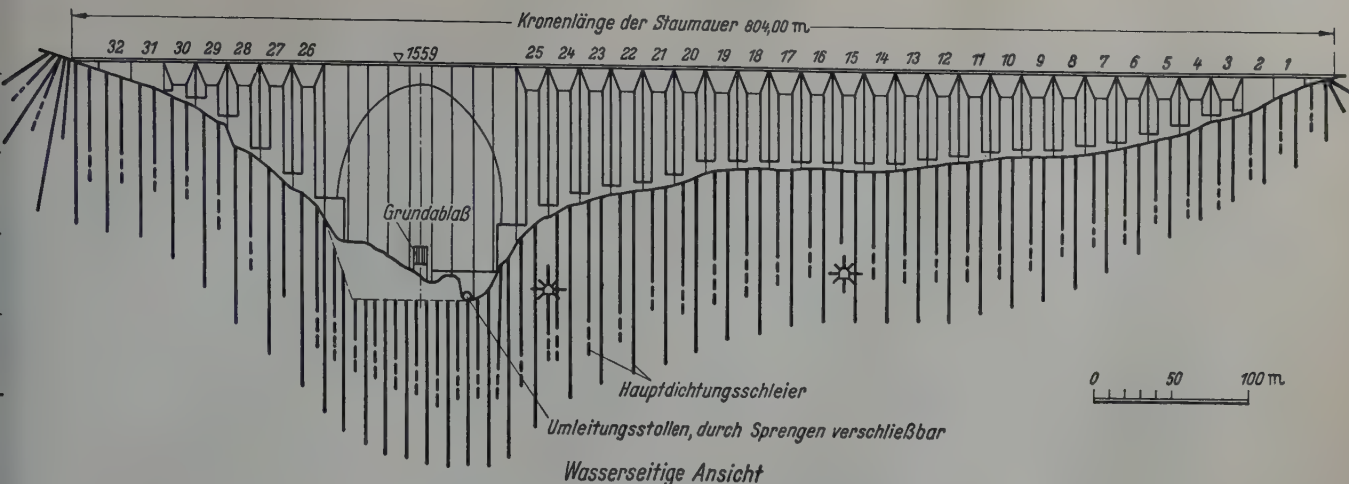


Abb. 4. Ansicht der Staumauer Roselend von der Wasserseite aus.

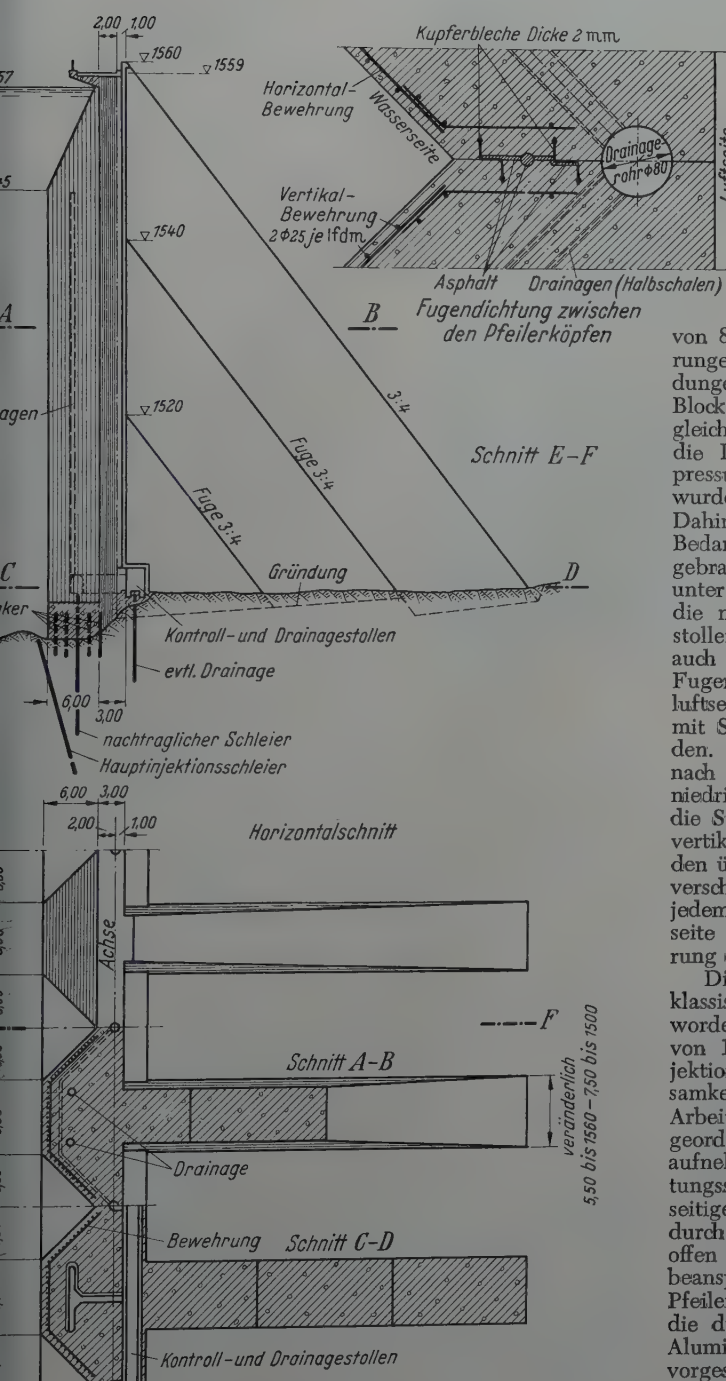


Abb. 5. Quer- und Horizontalschnitt durch die Pfeilerkopfmauer Mérailliet und Fugendichtung der Staumauer.

ausgehoben. Die Oberfläche des gefüllten Beckens beträgt 320 ha. Der Inhalt von 200 hm³ beträgt 52 % des mittleren Jahresabflusses von 385 hm³ für beide Becken, entsprechend einem MQ von 12,2 m³/s und einer Mittelwasserspense von rund 47 sl/km².

Die Pfeilerkopfmauer, auch genannt die Stau-mauer von Mérailliet, besteht aus Pfeilerköpfen, die in Pfeilermitten in 20 m Abstand stehenden Pfeiler eine bis oben durchgehende Dicke von 9 m und an den Verbindungsfugen zu den Nachbarpfeilern hin von 3 m besitzen. Diese Fugen sind durch zwei Kupferbleche und dazwischen mit Asphalt gedichtet. An diese Dichtungselemente schließt eine vertikale Entwässerung von 80 cm ϕ an, in die alle 2,5 m zwei horizontale Entwässerungen aus Halbschalen von 30 cm ϕ einmünden. Die Verbindungen der dichten Teile des Bauwerkes werden durch einen Block von 9 m Breite bewerkstelligt. Dieser Block bewirkt eine gleichmäßige Verteilung der Bodenpressungen und erleichtert die Dichtungseindrückungen. Die vordere Reihe dieser Eindrückungen, die im Jahre 1957 schon vollständig ausgeführt wurden, nahm im Mittel 180 kg Zement je lfdm Bohrloch auf. Dahinter kommt eine zweite Bohrlochreihe, die später nach Bedarf ausgeführt wird und vom Kontrollstollen aus niedergebracht wird. Hinter den Pfeilerköpfen der Staumauer wird unter Umständen eine Drainage aus Bohrlöchern angeordnet, die nach oben jeweils in den Kontroll- und Entwässerungsstollen mündet (Abb. 5). In diesen Stollen mündet von oben auch die genannte Mauerdrainage. Die Stützpfeiler sind durch Fugen im waagrechten Abstand von 15 m und parallel zu ihren luftseitigen Böschungen von 75 % eingeteilt. Diese Fugen sind mit Steckeisen zur Übertragung der Schubspannungen verbunden. Die Fugen in den Stützpfeilern können gegebenenfalls nach einer provisorischen Abdichtung mit Zementmilch unter niedrigem Druck injiziert werden. Durch diese Mittel sollen die Stützpfeiler möglichst monolithisch ausgebildet werden. Die vertikalen Fugen zwischen den Köpfen und Stützpfeilern werden übrigens in ähnlicher Weise ausgeführt. Die Gründung der verschiedenen Stützpfeiler ist unabhängig voneinander. Unter jedem der Teile eines Stützpfeilers werden die Fugen zur Luftseite hin ansteigend oder waagrecht angelegt. Zur Verminderung des Aushubes ist die Gründungsfuge abgesetzt ausgebildet.

Die originelle Gewölbemauer ist konstruktiv nach der klassischen Form, wenigstens in ihrem unteren Teil, entworfen worden. Die senkrechten Fugen, die in einem größten Abstand von 12,5 m das Gewölbe zerteilen, sind mit Rohren zur Injektion ausgerüstet. Um dem Gewölbe eine größtmögliche Biegsamkeit zu verleihen, sind noch Zwischenfugen eingeschaltet. Arbeitsfugen wurden im oberen Teil des Gewölbes versetzt angeordnet, um die Schubkräfte zwischen den einzelnen Bögen aufnehmen zu können. An den Fugen ist ein doppeltes Dichtungssystem gewählt worden. Die Überwachung der wasserseitigen Dichtung geschieht im luftseitigen Teil der Staumauer durch Drainrohre von 80 cm ϕ . Die Fugen sind übrigens weit offen vorgesehen, um während der Bauausführung Biegebeanspruchungen bei Temperaturanstieg in den einstweiligen Pfeilern zu vermeiden. Eine verlorene Schalkung aus Aluminium, die durch die Wirkung der Alkalien des Zementes später in Aluminiumpulver zerfällt, ist an den Fugen des Gewölbes vorgesehen.

Der Hauptdichtungsschleier wird beim Gewölbe (Abb. 6) vom Kontrollstollen aus vertikal durch den Beton eingebracht

im Gegensatz zur Pfeilerkopfmauer, wo er wasserseitig der Mauer um 15° zur Luftseite geneigt ausgeführt wird. Die ersten Auspressungen (eine unter jedem Block) sind bis zu einer durch die vorherigen Bohrungen vorbestimmte Tiefe (beim Gewölbe 100 m am linken, 130 m am rechten Ufer, 110 m in der Flußsohle und im Mittel 95 m unter Pfeilerkopfmauer) ausgeführt worden. Die Tiefe der zusätzlichen Auspressungen richtet sich nach den Erfahrungen bei den ersten Bohrungen. Die Durchlässigkeit wird dabei nach dem Zementverbrauch je lfdm Bohrloch bestimmt. Unter der Pfeilerkopfmauer ist der Hauptdichtungsschleier in seinen oberen zehn Metern durch einen zweiten Schleier verstärkt, der nach der Betonierung erst vom Besichtigungsgang aus niedergebracht wird. Beim Gewölbe sollen die u. U. weiteren Bohrungen zu Dichtungszwecken ebenfalls vom Kontrollstollen aus gemacht werden.

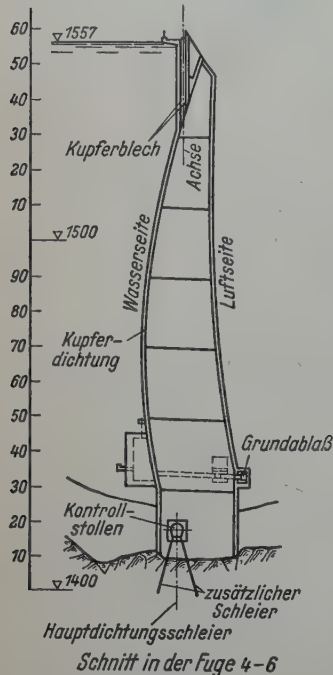


Abb. 6.
Querschnitt durch das Gewölbe.

einen Notverschluß trockengelegt werden, der wasserseitig angeordnet ist und der, solange der Talsperrenspeigel unterhalb der Oberkante des Grundablaßturmes liegt, wirken kann. Die Entnahme geschieht abseits der Staumauer durch den Fels. Ihr Einlauf ist mit den notwendigen stählernen Rechen versehen. Zwei Drosselklappen von $3,5\text{ m } \phi$ sind in verschiedenen

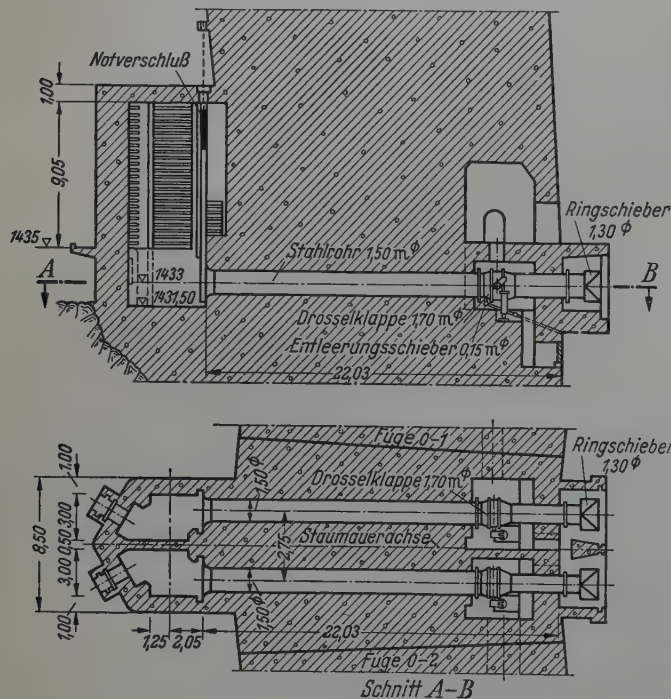


Abb. 7. Quer- und Horizontalschnitt des Grundablasses.

Kammern im Stollen angeordnet. Der Antransport der schweren Verschlußteile und der spätere Zugang zum Stollen zu Kontrollzwecken ist durch einen Zugangsstollen gesichert.

Es ist abweichend von den deutschen Talsperrenvorschriften keine Hochwasserentlastung vorgesehen worden in Rücksicht auf die verhältnismäßig kleine Oberfläche des Staues und den kleinen Abfluß des Niederschlagsgebietes.

Man sieht für das fertige Bauwerk eine genaue Messung mit Mahak-Meßgeräten, und zwar sowohl im Gewölbe als auch in der Pfeilerkopfmauer, vor. Topographische Messungen und zwar Triangulationen, Nivellements und Anvisierungen der Krone, werden von einem Fixpunkt im Felsen vom linken Ufer aus vorgenommen. Zu den zusätzlichen Geräten kann man die zur Klinometermessung der Drehung in den nahegelegenen Stollen und die zur Messung der verschiedenen Bewegungen in den Fugen des Gewölbes rechnen. Man hat auch vor, Pendel an den senkrechten Drainrohren von $80\text{ cm } \phi$ aufzuhängen. Unter Berücksichtigung der gemessenen Bewegungen der Mauerkrone kann man durch dieses Pendel den Anteil der Bewegung der Sohle oder des gesamten Felsriegels von Mérailliet bestimmen.

Wegen der großen Höhe von rund 1550 m NN werden an den Beton besonders hohe Anforderungen gestellt. Es wurde im Laboratorium ein Beton untersucht, der bei der kleinsten Zementmenge von 225 kg/m^3 ein 250 maliges Gefrieren und Wiederauftauen (-30°C , $+20^\circ\text{C}$) ohne große Festigkeitseinbuße aushielt. Das einmalige Gefrieren dauerte dabei 12 Stunden und das Auftauen ebenso 12 Stunden. Es wurde ein den französischen Normen entsprechender Zement, genannt „Roseler 303“, für diese Staumauer erstellt. Es handelt sich um ein Eisenportlandzement, denn es wurde festgestellt, daß dieses besser das Gefrieren überstand als reiner Portlandzement.

Die Aufbereitungsanlage der Zuschlagstoffe befindet sich an dem Méraillietriegel unterhalb der Ordinate $+1625\text{ m NN}$. Die beim Steinbruch aufgebaute Grobbrecher, der noch vom Bau der Talsperre Tignes herrührt, leistet 600 t/h . Er schafft ein Reservelager von $10\,000\text{ t}$ grobgebrochener Zuschlagstoffe. Die Nachbrecheranlage, die in einem Stahlbauwerk untergebracht ist, leistet 300 t/h . Es sind zwei solche Anlagen vorhanden, eine davon zur Reserve bei Ausfall. Der Sand wird in einer dritten Anlage weiterverkleinert und nach hydraulischer Beseitigung der Korngrößen $<0,1\text{ mm}$ in die beiden Korngrößen $0,1-1$ und $1-2,4\text{ mm}$ getrennt. Die Siebanlage trennt die größeren Bestandteile weiter in vier Körnungen von $4-6,4$, $6,4-18$, $18-60$ und $60-200\text{ mm}$. Die größte verwendete Korngröße ist 200 mm . Diese Körnungen werden in vier Stahlsilos von 9200 m^3 Gesamthalt untergebracht. Der Zement wird vom Zementwerk mit der Bahn bis Albertville und von dort mit Lkw von 20 t Tragkraft 32 km bis zu vier Stahlsilos von 2000 t Gesamthalt auf die Baustelle gebracht. Wegen der guten Beschaffenheit der Straßen wird diese Beförderungsart mit einer Seilbahn vorgezogen.

Der Beton wird in drei Betontürmen hergestellt, von denen zwei auf Ordinate $+1505\text{ m NN}$ luftseitig der Mauerelemente 18, 19 und 20 der Pfeilerkopfmauer und der dritte auf Ordinate $+1437\text{ m NN}$ montiert sind. Der untere und einer der oberen Türme ist mit drei Mischern von je $1,5\text{ m}^3$ eingebautem Beton ausgerüstet. Jeder Turm leistet etwa $90\text{ m}^3/\text{h}$, entsprechend 20 Mischungen je Stunde. Der obere kleinere Turm ist für die Nebenarbeiten bestimmt und nur mit einem Mischer ausgerüstet. Der Beton wird durch zwei Kabelkrane von 900 t Spannweite und 10 t Tragkraft bei Kübeln von 3 m^3 Inhalt und einer Anzahl Turmdrehkrane eingebaut.

Mit den Bauarbeiten wurde 1956 begonnen. Es wurde zuerst eine Siedlung für maximal 700 Arbeiter erbaut. Anfang 1958 waren die Erdarbeiten fast beendet. $110\,000\text{ m}^3$ Aushub hatten den sehr guten Felsen bloßgelegt. Die Betonierung begann im August 1957 und wurde damals nur von den Turmdrehkränen bewältigt, weil die Kabelkrane noch nicht fertig montiert waren. Es wurden bis Anfang 1958 $50\,000\text{ m}^3$ Beton hergestellt. Der Beton wird in Blöcken von $2,5\text{ m}$ Höhe und in Schütthöhen von 50 cm eingebracht. Es muß bis zum Einbringen eines neuen Blocks 72 Stunden abgewartet werden. Er wird Gleitschalung verwandt. Der Beton wurde durch handbediente Rüttler eingerüttelt. Es ist vorgesehen, später an kleinen Traktoren montierte Rüttler zu verwenden. Die ersten Druckversuche ergaben an Probekörpern von 60 cm Kantenlänge eine mittlere Druckfestigkeit nach 90 Tagen von 360 kg/cm^2 für einen Zementgehalt von 250 kg je m^3 Fertigbeton.

Die Beendigung der Bauarbeiten ist für das Jahr 1961 vorgesehen, während 1960 schon mit dem Stau begonnen werden soll.

[Nach Pousse, Janod und Chardonnet, Le barrage de Roselend, Travaux 42 (1958), Nr. 286, S. 595—612.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ernst Chwalla †

Tiefe Trauer hat die Nachricht vom plötzlichen Ableben Professor Chwallas am 1. 6. 1960 auch bei seinen Fachkollegen und Freunden in Deutschland hervorgerufen. Das Leben eines Forschers, Lehrers und Ingenieurs ging zu Ende, von dem er selbst vor kurzem noch sagen konnte: „Mein Berufsleben war vom ersten Anfang bis zum heutigen Tag ein wahrhaft besonnenes gewesen.“

Mit seinen Vorlesungen, Vorträgen und Erzählungen gelang es ihm, einem meisterhaften Beherrscher der deutschen Sprache, immer wieder, die Anwesenden von der Tiefe seiner Gedanken, gekleidet in die Schönheit des Wortes und umstrahlt von der Fröhlichkeit seines Wesens, in den Bann seiner Persönlichkeit zu ziehen. Es war daher naheliegend, in diesem Augenblick schmerzvollen Gedenkens ihn selbst noch einmal – zum letzten Mal – zu Wort kommen zu lassen, und ich bitte, das nachfolgend Gesagte nur als bescheidene Ergänzungen dazu aufzufassen.

Am 28. August 1901 wurde Ernst Chwalla in Wien geboren. Nach dem Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Wien wurde er 1924 Assistent an der Lehrkanzel für Brückenbau der gleichen Hochschule, promovierte 1926 mit Auszeichnung mit seiner Dissertation „Seitensteifigkeitsprobleme der offenen Röhre“ und habilitierte sich 1928 selbst mit der Arbeit „Beitrag zur Stabilitätstheorie“. Damit waren die glücklichen Voraussetzungen für den Beginn eines wahrhaft einmaligen Gelehrtenlebens gegeben, das neidlos in der ganzen Welt anerkannt wurde und das seinen Niederschlag in einer Fülle von wissenschaftlichen und praktischen Arbeiten fand, von denen wesentliche am Schluß dieses Nachrufes angeführt werden. Er war ein

Forscher, der in ständiger Berührung mit der Praxis dieser immer neu angeregt wurde, aber noch mehr diese befruchtete. In Fragen der Stabilitätstheorie, der Druckrohrleitungen und auf vielen anderen Gebieten gehören seine Arbeiten zum sicheren Bestand unserer heutigen Erkenntnisse. Unermüdlich schaffte er, von der Freude an der Arbeit angetrieben, und vom Übermaß seiner Arbeit blöden folgende Zeilen aus vergangener Zeit Auskunft geben.

„Vergangene Woche war ich in der Schweiz und morgen geht es auf 10 heiße Tage nach Deutschland, zumeist ins Ruhrgebiet wegen Sonderstahlfragen. Mit einem richtigen Urlaub geht es auch heuer schlecht aus, weil im August die Verhandlungen in Tirol wegen eines Kraftwerkes und in Kärnten wegen des Reißbeck-Kraftwerkes stattfinden und im September Ybbserneuberg mit Hochdruck einsetzt; aber die Schreibtischrückstände sind schon hoch genug getürmt, um mir auch in Wien frischen Schatten zu spenden.“

Es war für die Technische Universität Berlin eine glückliche und feierliche Stunde, als sie 1954 das Wirken Chwallas in Anerkennung seiner bedeutenden wissenschaftlichen Arbeiten auf dem Gebiete der Stabilitätstheorie und seiner großen Verdienste um den Stahlbau mit der Verleihung der akademischen Würde „Doktor-Ingenieur Ehrenhalber“ besonders ehren konnte. Aber auch Chwalla war glücklich und stolz, mit acht Jahren Abstand von seiner Tätigkeit als deutscher Hochschullehrer von deutscher Seite eine solche Auszeichnung erhalten zu haben.

Im Laufe seines Lebens hatte eine große Anzahl deutscher Hochschulen, wie Breslau, Aachen, Hannover, Stuttgart und Berlin, versucht, ihn als Lehrer zu gewinnen. Seine tiefverwurzelten und verzweigten Beziehungen zu seiner österreichischen Heimat, sein Pflichtbewußtsein bei der Mitarbeit an maßgebender Stelle im Wasserkraftausbau Österreichs seit 1945 und vieles andere mehr ließen ihn immer wieder solche ehrenvolle Berufungen ausschlagen. 1955 wurde er als ordentlicher Professor für Baustatik an die Technische Hochschule Graz berufen, wo er bis jetzt zur Freude der Studenten und zur Ehre dieser Hochschule wirkte.

In den letzten Jahren wurde er Mitarbeiter der Kommission 8 für Stabilitätsfälle der Europäischen Stahlbaukonvention und Mitglied der Österreichischen Staubeckenkommission. Als Abschluß seiner wissenschaftlichen Laufbahn wurde ihm 1959 eine letzte große Ehrung zuteil, er wurde Mitglied der Österreichischen Akademie der Wissenschaften in Wien.

Insgesamt war es ein erfülltes Leben, von dem Chwalla 1954 schreibt:

„Wenn ich aus meinem Leben erzählen soll, dann will ich vor allem sagen, daß ich trotz meines eigenartigen Namens einer Alt-Wiener Familie entstamme. In Wien trägt eine Gasse in einem Innenbezirk meinen Familiennamen. Sowohl meine Urgroßväter und meine Großväter als mein Vater waren Fabrikanten oder selbständige Unternehmer. Meine beiden Brüder und ich hatten vollkommen freie Berufswahl, meine Brüder wurden Ärzte und ich entschied mich für das Bauingenieurstudium. Wir haben alle drei unsere Studien ausnahmslos mit Auszeichnung bestanden, vom Abitur bis zum Rigorosum; wir hätten alle drei Anspruch auf den Brillantring des Kaisers gehabt, aber diese Auszeichnung gab es nach Ende des ersten Weltkrieges nicht mehr. Ich habilitierte mich an der Techni-

nischen Hochschule in Wien, wo ich als Assistent bei Professor Hartmann am Lehrstuhl für Brückenbau arbeitete. Es war hier der gesamte Brückenbau zu betreuen, auch die Holzbrücken und die Massivbrücken. Im Jahre 1928 hielt ich meine erste Vorlesung an der Technischen Hochschule Wien ab, sie nannte sich „Ausgewählte Kapitel aus der Baumechanik“ und behandelte ausschließlich Knickfragen des Stahlbaues. Die Vorlesung war gut besucht, und ich führte im Hörsaal regelrechte Knickversuche durch. Man konnte da die Eigenschaften bei verschiedenen möglichen Gleichgewichtsfiguren und ihr Verhalten bei störenden Schwingungen anschaulich darlegen. Die Knicktheorie war ja damals in den Kreisen der Studenten und Jung-Ingenieure noch etwas reichlich Geheimnisvolles, und es war noch schwer, die verschiedenartigen Ausweicherscheinungen voneinander rationell zu trennen und Grundbegriffe aufzustellen.

In jenem Herbst 1928 gab es in Wien eine internationale Brückenbau-Tagung, an der ich als Dozent schon teilnehmen durfte und die mir Gelegenheit bot, viele namhafte deutsche Hochschullehrer und Forscher kennenzulernen. Ich erinnere mich noch an stundenlange, anregende Gespräche mit Kayser-Darmstadt, Gehler-Dresden, Martin Grüning-Hannover und Roß-Zürich, und ich war sehr stolz, daß mich diese Herren auch am Lehrstuhl bei meinem Schreibtisch besuchten. Ein Jahr später wurde ich primo et unico loco als Professor an die Deutsche Technische Hochschule in Brünn berufen auf den Lehrstuhl für Baumechanik, den Paul Neumann (der Begründer des n -Verfahrens bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen) und vor ihm Joseph Melan (später Brückenbauprofessor in Prag) innehatte. In der Tschechoslowakei gab es drei deutsche Hochschulen mit Minderheitsstatut, die Brünn DTH, die Prager DTH (die älteste deutsche TH, vom Jahre 1806) und die Prager Karls-



universität (die älteste deutsche Universität, vom Jahre 1348). Wir hatten das Recht, uns auch im Verkehr mit den staatlichen Verwaltungsstellen ausschließlich der deutschen Sprache zu bedienen, und waren darauf auch angewiesen, da ja nur die aus dem Raume Mähren-Böhmen stammenden Kollegen tschechisch sprechen konnten. Man hatte mir damals allseits geraten, nicht an den vakanten Baustatik-Lehrstuhl in Graz zu denken, sondern den Mut zu haben, ins Ausland zu gehen. Da ich aber mit meinen 28 Lebensjahren noch der Militärdienstpflicht unterlag und ich nicht nach Brünn gehen wollte, um dort gleich eingezogen zu werden, haben sich die Verhandlungen mit Prag über ein Jahr hinausgezogen, und ich erhielt erst Ende 1930 mein Dekret. 1936 bis 1938 war ich Dekan, und in diese Zeit fiel der internationale Brückenbaukongreß in Berlin—München und die eindrucksvolle Jubiläumsfeier der Universität Göttingen, an der wir von den drei deutschen Hochschulen der Tschechoslowakei mit unseren Talaren und Ketten teilnahmen. Im Herbst 1938, als es in der Tschechoslowakei nach Krieg aussah und die deutsche Reichsgrenze in mährisches Gebiet vorgeschoben wurde, bis sie nur mehr wenige Kilometer südlich von Brünn verlief, befand ich mich hier in Berlin bei der wissenschaftlichen Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes und hatte die große Ehre, im Auditorium maximum dieser hohen Schule einen Lichtbildervortrag über stabilitätstheoretische Fragen halten zu dürfen. Die Rückkehr nach Brünn war mir damals reichlich unheimlich, da ich im Ausland war, als mobilisiert wurde. Im März 1939 kam es dann zur Gründung des Protektorats Böhmen-Mähren und zur Übernahme der drei deutschen Hochschulen in die Reichsverwaltung. Ich wurde deutscher Staatsbürger und Reichshochschullehrer und erreichte vor Kriegsende die letzte Dienstaltersstufe des Ordinarius. Dann kam das bittere Ende, das ich in Brünn mitmachte. Ich wurde von den Russen, bei denen ich nur kurze Zeit Gefangener war, den Tschechen übergeben und kam in ein Arbeitslager. Im Juni 1945 wurde mit Unterstützung von tschechischen Hochschullehrern, die von meinem Schicksal wußten, eine staatspolizeiliche Untersuchung geführt, und ich wurde, zusammen mit unserem langjährigen Rektor und meinem treuen Freund Kriso, nach Österreich entlassen. Wir kamen zu Fuß in Wien an, als Flüchtlinge in Hemd und Hose, amtsvertrieben und entrechtet, wie es so schön hieß, und ohne Staatsbürgerschaft. Eine Handvoll lieber Wiener Freunde hat mir damals viel geholfen; einer von ihnen gehört der Hochschule meiner Heimatstadt, meiner Wiener TH an; es ist Professor Girkmann. Ende 1945 bekam ich einen Lehrauftrag an der Hochschule für Bodenkultur in Wien und erwarb damit die Aufenthaltsbewilligung und die Lebensmittelkarte. Es war der Lehrauftrag für Mass betonbau und Stahlbetonbau, den ich noch heute inne habe, und der dann später noch durch den Lehrauftrag für Brückenbau erweitert wurde. Ich bin also noch immer in Kontakt mit der akademischen Jugend und hatte so Gelegenheit, die vom Kriege und der Gefangenschaft Heimgekehrten zu bewundern, in ihrer Haltung, ihrem Lebensernst und ihrer Wißbegierde. Im Februar 1947 wurde ich als Ingenieurkonsulent für Bauwesen staatlich vereidigt und baute mir nun mein zweites Leben im freien Beruf, als beratender Ingenieur, auf, wobei mir wieder alte und neugewonnene Freundschaften zugute kamen. Vor allem die großen Talsperren und die vielen interessanten Fragen der Statik und Festigkeit bei den großen Wasserkraftanlagen haben mich in ihren Bann gezogen, und so wurde ich noch im gleichen Jahre 1947 zum einschlägigen Experten der obersten Wasserrechtsbehörde bestellt, in dieser Eigenschaft als behördlicher Sachverständiger und dann nebenbei auch als beratender Ingenieur wurde ich bei vielen Bauten und Bauvorhaben herangezogen. Bei rund 20 Talsperren habe ich bisher mitarbeiten dürfen; der Stabilitätstheorie, meiner Jugendliebe, bin ich nun schon einigermaßen entrückt und nur die Mitarbeit in den verschiedenen österreichischen Fachausschüssen und gelegentliche Expertisen für die Stahlbau-Industrie bringt mich mit diesem Problemkreis wieder zusammen. Ich weiß aber dieses Fachgebiet in den allerbesten Händen und komme als Zuschauer aus dem Staunen nicht heraus, mit welcher gediegener Sachkenntnis und welchem Eifer die junge Generation hier arbeitet. Man erkennt hier deutlich, was die Schulung, der Arbeitsanfang auf höherer Sprosse der Stufenleiter, hier ausmacht; ein sachlicher Wettbewerb mit den begabten Kräften, die ihren Schluß im Rahmen der Luftfahrtforschung und des Leichtbaues erhalten haben, wäre mir „Altem“ schon gänzlich unmöglich, — und so bedauere ich es auch nicht, daß meine beiden umfangreichen Manuskripte für zwei Bücher (eine Stabilitätstheorie und eine Lehre vom Tragwerk) auf der Latrine eines Brünner Feldlazarets ruhmlos endeten.

Schon während meiner Brünner Hochschulzeit habe ich fast alle führenden Persönlichkeiten des deutschen Stahlbaus und der einschlägigen technischen Wissenschaften kennen, schätzen und

verehren gelernt. Geheimrat Schaper, die Reichsbahnbaudirektion in München und die Führung der MAN in Gustavsburg schenkten mir ein ganz besonderes Maß an Vertrauen, und ich hatte ich Gelegenheit, bei vielen interessanten Aufgaben mitzuwirken. Auch hatte ich schon während meiner Brünner Jahre manche ehrenvolle Anfrage wegen einer Berufung an eine andere Hochschule erhalten. Die DTH Brünn war mir aber als Arbeitsstätte so lieb geworden, und sie war nur zwei Schnellzugstunden von meiner Wiener Wohnung entfernt, so daß ich mich nicht entschließen konnte, wegzugehen. Nach dem Kriege, in meine schwersten Zeit, waren es wieder Persönlichkeiten der deutschen Hochschule und der Industrie, die mir ehrenvolle Wirkungskreis anboten und alles Erdenkliche taten, um mir zu helfen. Diesen lieben Menschen haben sehr viel Licht in meine dunkle Hütte getragen, und wer mir damals ein gutes Wort schrieb, hat sich tief in mein Herz eingegraben. Von diesen Persönlichkeiten gehört oder gehörte auch so mancher der Technischen Universität Berlin an. Ihnen allen innigen Dank. Dieser Dank greift auch über die Grenzen hinüber zu den Kollegen Kollbrunner, Wästlund und Nylander, die mir in meinem Flüchtlingsdasein gleichfalls geholfen und mir auch die ersten Bände für meine neue Fachbücherei geschenkt haben. So ist auch der zweite Teil meines Lebens bisher wunderschön abgelaufen. Immer interessant und anregend, immer im Kreise betagter, wertvoller Menschen; so ist mir noch jeder Arbeitstag viel zu kurz erschienen.

Der erste Teil meines Lebens, als Assistent meines hochgeschätzten Lehrers Hartmann, als Dozent an der Wiener TH und als deutscher Hochschullehrer in Brünn, war selten schön. Mit 42 Lebensjahren habe ich dort eine wissenschaftliche Anerkennung meines bescheidenen Wirkens durch die einstimmige Wahl zum ordentlichen Mitglied der Akademie der Wissenschaften in Prag erhalten, und nun, mit 53 Lebensjahren, erfolgte die Krönung jenes „ersten“ Lebens durch die Ehrenpromotion in Berlin, an dieser hohen Schule, die mir schon als Schuljunge aus meinen technischen Jugendschriften wohl bekannt war. Mein ganzes Berufsleben stand und steht im Zeichen seltener Gnade: immer sind meine fachlichen Fähigkeiten gewaltig überschätzt und meine fachlichen Leistungen gewaltig überbewertet worden, so daß ich alle seelischen Abwehrkräfte mobilisieren muß, um nicht dem grauenhaften Siechtum der Überheblichkeit und Eitelkeit zu verfallen. Ich wäre glücklich, wenn von all der Anerkennung, die in so unverdient reichem Maße mir zufließt, ein guter Teil jenen viel begabteren und leistungsfähigeren Mitmenschen zugeleitet werden könnte, die ganz unverdient um eine richtige Einschätzung ihrer Arbeit ringen müssen.

Diese Worte enthüllen Chwallas ganzes Wesen. Er war wahrhaft bescheiden, sowohl in fachlicher Hinsicht als auch in bezug auf die materiellen Güter dieser Welt. Er war glücklich über wahre Freunde und schreibt darüber:

„Es wäre schlecht um uns bestellt, wenn man nicht überall zur rechten Zeit und am rechten Ort einen Freund hätte finden können, für dessen stilles Flechten und Weben ein gewöhnlicher Händedruck nicht ausreicht.“

Wahrhaft ein leuchtender Stern zog strahlend an unserem Himmel aufwärts, immer aufwärts, geachtet, bewundert und geliebt, um plötzlich im Zenit zu erlöschen.

Sattler.

Wissenschaftliche Veröffentlichungen des Dr. Ernst Chwalla

1. Die Stabilität eines elastisch gebetteten Druckstabes. Z. angew. Math. Mech. (1927), S. 276—284.
2. Die Stabilität des Rahmenstabes. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, II a, 1927, S. 487—529.
3. Das ebene Stabilitätsproblem des Kreisbogens. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, II a, 1927, S. 645—678.
4. Zum Verhalten der Druckstreben in Fachwerkträgern mit Unterteilung. Bautechn. (1928), S. 103, Zuschrift.
5. Zur Stabilität räumlicher Stabverbindungen. Z. öst. Ing. u. Arch.-Ver. (1928), S. 400, Zuschrift.
6. Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, II a, 1928, S. 469—512.
7. Sicherheitsgrad und Beanspruchung. Diskussionsbeitrag im Bericht der 2. Int. Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928, S. 248—249.
8. Die Seitensteifigkeit offener Betonbrücken. Diskussionsbeitrag im Bericht der 2. Int. Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928, S. 528—530.
9. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Knickung. Diskussionsbeitrag im Bericht der 2. Int. Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928, S. 319—322.

10. Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Stahl. Sektionsvortrag im Bericht der 2. Int. Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien 1928, S. 608—614.
11. Zur Knicksicherheit offener Brücken. Bauingenieur 10 (1929), 201, Zuzchrift.
12. Die Seitensteifigkeit offener Parallel- und Trapezträgerbrücken. Bauingenieur 10 (1929), S. 443—448.
13. Zur Frage der Zugbeanspruchung von Nietverbindungen. öst. Ing. u. Arch. Ver. (1930), S. 2.
14. Das rotationssymmetrische Ausbeulen axial gedrückter, freier Anschlenkrohre. Z. angew. Math. Mech. (1930), S. 72—77.
15. Zur Halsnietberechnung bei Blechträgern veränderlicher Höhe. öst. Ing. u. Arch. Ver. (1930), S. 193.
16. Eine Grenze elastischer Stabilität unter exzentrischem Druck. angew. Math. Mech. (1930), S. 415.
17. Eine Anwendung der Elastizitätstheorie in der Medizin. angew. Math. Mech. (1931), S. 75; Mitarbeit bei der Untersuchung von O. Mayer: Über die Entstehung der Spontanfrakturen der abrythmischen Kapsel und ihre Bedeutung für die Otosklerose. Z. HNO. (1930), S. 261.
18. Zur Berechnung abgespannter Funkmaste. Bautechnik (1931), 738, Zuzchrift.
19. Elastostatische Probleme schlanker, dünnwandiger Rohre mit gerader Achse. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, II a, 1931, S. 163—198.
20. Lösungstypen elastostatischer Probleme. Z. angew. Math. Mech. (1931), S. 334.
21. Über die Erneuerung der Brücken über den Obergraben. Bauingenieur (1932), S. 104, Zuzchrift.
22. Die Berechnung von Fachwerken nach einer Theorie zweiter Ordnung. Ing.-Arch. (1932), S. 542, Zuzchrift.
23. Reine Biegung dünnwandiger Rohre mit gerader Achse. angew. Math. Mech. (1933), S. 48—53.
24. Zur Berechnung von Fachwerknüllstäben nach einer Theorie zweiter Ordnung. HDI-Mitteilungen des Hauptvereines Deutscher Ingenieure in CSR, 1933, S. 74, S. 103 und S. 158, Zuzchrift.
25. Die strengen Lösungen der praktisch wichtigsten Gleichgewichtsprobleme gedrückter Baustahlstäbe. Schlußbericht des I. Int. Kongresses für Brückenbau und Hochbau in Paris, 1932, S. 53—71.
26. Verbundstützen für hohe Lasten. HDI-Mitteilungen des Hauptvereines Deutscher Ingenieure in CSR, 1933, S. 123, Zuzchrift.
27. Genauere Theorie der Knickung von Rahmenstäben. HDI-Mitteilungen des Hauptvereines Deutscher Ingenieure in CSR, 1933, S. 13/14, H. 15/16, H. 17/18 u. H. 19/20.
28. Das allgemeine Stabilitätsproblem der durch Randwinkel verformten Platte. Anzeiger der Akademie der Wissenschaften in Wien (1936), II, 33.
29. Über die Erhöhung der Fließgrenze in prismatischen Balken aus Baustahl. Der Stahlbau (1933), S. 149 u. 153, sowie 1936, S. 8.
30. Drei Beiträge zur Frage des Tragvermögens statisch unbestimmter Stahltragwerke. Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Band II, S. 96—125, Zürich 1933.
31. Das Problem der Stabilität gedrückter Rahmenstäbe. Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Band II, S. 80—95, Zürich 1933.
32. Über die experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens gedrückter Stäbe aus Baustahl. Der Stahlbau (1934), S. 17.
33. Das allgemeine Stabilitätsproblem der durch Randwinkel verformten Platte. Ing.-Arch. (1934), S. 54.
34. Zur Berechnung gedrungener Knickstäbe mit beliebig veränderlichem Querschnitt. Der Stahlbau (1934), S. 121.
35. Das magneto-elastische Verfahren. Anzeiger der Akademie der Wissenschaften in Wien vom 22. 11. 1934. (Zusammen mit J. Jauernig.)
36. Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl. Der Stahlbau (1934), H. 21/22 u. H. 23.
37. Über die Verfahren zur Verbesserung der Spannungsverhältnisse in statisch unbestimmten Bogenträgern. HDI-Mitteilungen des Hauptvereines Deutscher Ingenieure in CSR, 1935, H. 21/22 u. H. 23/24.
38. Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelaftung. Der Stahlbau (1935), S. 43 u. S. 53.
39. Magneto-elastische Messung von Eisenkräften in Eisenbetonkörpern. Beton u. Eisen (1935), S. 163.
40. Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen. Der Stahlbau (1935), S. 121.
41. Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl. Der Stahlbau (1935), H. 193 u. S. 204.
42. Die Bemessung des Stegbleches im Endfeld vollwandiger Träger. Bauingenieur 17 (1936), S. 81—90 (Prof. Hartmann zum 60. Geburtstag).
43. La resistencia de barras de seccion variable sometidas a flexion compuesta. Hormigon y Acero, H. 25 u. H. 26, Madrid 1936.
44. Die Formeln zur Berechnung der voll mittragenden Breite inner Gurt- und Rippenplatten. Der Stahlbau (1936), S. 73.
45. Beitrag zur Stabilitätstheorie des Stegbleches vollwandiger Träger. Der Stahlbau (1936), S. 161.
46. Ein experimenteller Beitrag zur Plastizitätstheorie. Bauingenieur 17 (1936), S. 515.
47. Die Bemessung der waagrecht ausgesteiften Stegbleche vollwandiger Träger. Vorbericht zum 2. Int. Kongreß für Brückenbau und Hochbau in Berlin, 1936, S. 957—985.
48. Ein neuer Lösungstyp der Stabilitätstheorie. Anzeiger der Akademie der Wissenschaften in Wien vom 12. 11. 1936.
49. Außermittig gedrückte Baustahlstäbe mit elastisch eingespannten Enden und verschiedenen großen Angriffshebeln. Der Stahlbau (1937), H. 7 u. H. 8.
50. Theorie der einseitig angeordneten Stegblechsteife. Der Stahlbau (1937), H. 10 u. H. 12 (zusammen mit A. Nowak).
51. Über das Ausknicken symmetrischer Bogenträger unter symmetrisch verteilten Belastungen. Der Stahlbau (1937), S. 121 u. S. 138 u. S. 208 (zusammen mit C. F. Kollbrunner, Zürich).
52. Über das Auskippen zweistöbiger Rahmen. Der Stahlbau (1938), H. 21 u. H. 22.
53. Zur Stabilitätstheorie hochgradig unbestimmter Rahmentragwerke. Anzeiger der Akademie der Wissenschaften in Wien vom 12. 5. 1938.
54. Beiträge zum Knickproblem des Bogenträgers und des Rahmens. Der Stahlbau (1938), H. 10, H. 11 u. H. 12 (zusammen mit C. F. Kollbrunner, Zürich).
55. Theorie der Kippung rechtwinkliger Zweistabrahmen. Proc. Fifth Int. Congr. for Applied Mechanics, Cambridge-Boston, Mass., USA (1938), S. 44; auszugsweise auch im Journal of Applied Mechanics (1938), H. 3 (zusammen mit F. Schoblik).
56. Die Stabilität lotrecht belasteter Rechteckrahmen. Bauingenieur 19 (1938), H. 5 u. H. 6.
57. Über die Probleme und Lösungen der Stabilitätstheorie des Stahlbaues. Der Stahlbau (1939), S. 1.
58. Die Kipp-Stabilität gerader Träger mit doppelsymmetrischem I-Querschnitt. Forschungshefte Nr. 2 aus dem Gebiete des Stahlbaues, Berlin: Springer-Verlag 1939.
59. Erläuterungen zur Begründung des Normblattentwurfs DIN E 4114 Erster Teil, Abschnitt A, I bis A, III. Berlin: Deutscher Normenausschuß und Deutscher Stahlbauverband 1939.
60. Beitrag zur Stabilitätstheorie des Stegbleches vollwandiger Träger. Der Stahlbau (1940), S. 68.
61. Erläuterungen zur Begründung des Normblattentwurfs DIN E 4114 Zweiter Teil, Abschnitt A, IV und B. Berlin: Deutscher Normenausschuß und Deutscher Stahlbauverband 1940.
62. Vorschläge und Erläuterungen zur Neufassung des Abschnittes über die mehrteiligen Druckstäbe, zur wirtschaftlichen Bemessung gedrückter Baustahlstäbe und zur Neufassung des Abschnittes über die planmäßig außermittig gedrückten Stäbe in DIN E 4114. Beilage zur Zeitschrift „Der Stahlbau“ (1940), H. 16/18.
63. Über das ebene Knickproblem des Stockwerkhrahmens. Der Stahlbau (1941), H. 8/9 u. H. 10/11 (zusammen mit F. Jokisch).
64. Bericht über die in Berlin-Dahlem durchgeführten Knickversuche. Tagungsbericht des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Weimar 1941.
65. Professor Hartmann zum 65. Geburtstage. Bautechn. (1941), S. 163.
66. Das Ausknicken statisch unbestimmt gelagerter Kreisbogen-träger mit veränderlichem Querschnitt. Der Stahlbau (1941), H. 16/18 (zusammen mit F. Jokisch).
67. Bemerkungen zum Entwurf für die Knick- und Beulvorschriften. Der Stahlbau (1941), S. 96 (Zuzchrift).
68. Einführung in die Baustatik. Studienbehefte, herausgegeben vom Deutschen Stahlbauverband. Erste Auflage Berlin 1942, zweite Auflage Berlin 1943.
69. Einige Ergebnisse der Theorie des außermittig gedrückten Stabes mit dünnwandigem, offenem Querschnitt. Forschungsheft Nr. 6, aus dem Gebiet des Stahlbaues, S. 12—21, Berlin 1943 (Geheimrat Hertwig zum 70. Geburtstag).
70. Beratungsunterlage zum zweiten Entwurf der Knick-, Kipp- und Beulvorschriften für Baustahl, Berlin 1942. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbauverband.
71. Entwurf 4 a der Beratungsunterlage zu den Knick-, Kipp- und Beulvorschriften für Baustahl, Berlin 1943. DIN E 4114 samt Richtlinien. Herausgegeben von der Fachgruppe Stahlbau.
72. Kippung von Trägern mit einfachsymmetrischen, dünnwandigen und offenen Querschnitten. Anzeiger der Akademie der Wissenschaften in Wien vom 22. 5. 1944.
73. Über die Biegebeulung der längsversteiften Platte und über das Problem der Mindeststeifigkeit. Der Stahlbau (1944), S. 84.
74. Kippung von Trägern mit einfachsymmetrischen, dünnwandigen und offenen Querschnitten. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, II a, 1944, S. 25—60.
75. Das Größtmoment aus Verkehrslast bei Straßenbrücken. Bautechn. (1945), S. 10 (Zuzchrift).
76. Über die gekoppelten Bieguings- und Torsionsschwingungen belasteter Stäbe mit offenem, einfachsymmetrischem Querschnitt. Österr. Bauzeitschr. (1950), H. 3.
77. Über die Kippstabilität querbelasteter Druckstäbe mit einfachsymmetrischem Querschnitt. Federhofer-Girkmann-Festschrift, Wien 1950.
78. Vier Abschnitte (Bars and Beams, Theorems and Principles, Elastic, Stability). Reference Book, London 1950.
79. Zahlreiche Referate im Zbl. Mech., Berlin, ab 1934 bis Kriegsende.
80. Ansprache und Vortrag an der Technischen Universität Berlin 1954. Veröffentl. d. Deutschen Stahlbau-Verbandes, H. 3/54, Stahlbau-Verlag, Köln 1954.
81. Neuere Österreichische Druckrohrleitungen und Druckschächte. Vortr. auf der Österr. Stahlbautagung 2. 9. 1955 in Salzburg, veröff. im zugehörigen Sonderheft der „Stahlbau-Rundschau“ (1955), S. 27 bis 100.
82. Über das Einbeulen von Druckschachtpanzerungen. Österr. Bauzeitschr. (1957), S. 57—67 (zusammen mit H. Steiner).

83. Über die Grundgleichungen der allgemein orthotropen Scheiben, Platten. Rendiconti e Pubblicazioni del Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato, Vol. VIII, Milano 1958, S. 1—46.

84. Über die experimentellen Hilfen der Baustatik. Vortrag an der Techn. Hochschule Mailand am 21. 3. 1956, veröff. in Rendiconti e Pubblicazioni del Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato, Vol. VIII, Milano 1958, S. 1—39.

85. Die Statik der Kämpfersperre (zusammen mit R. Kletner). Österr. Wasserwirtsch. (1957), S. 273—286.

86. Richtlinien für die Erstellung von stählernen Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen, Mitarbeit im VDEW bei der Verfassung dieser Richtlinien, Frankfurt am Main, 1958.

87. Hilfsmittel für Stabilitätsnachweise. Vortrag an der Techn. Hochschule München am 18. 7. 1957, 200fach vervielfältigt.

88. Second Order Theory. Beitragsentwurf zum „Handbook of Engineering Mechanics“, herausgegeben von W. Flügge, Stanford, Calif., 1959.

89. Neuauflage des „Civ. Engng. Reference Book“ Abschnitte „Strength of Materials“ und „Mechanics“ (zusammen mit H. Parkus). Butterworth Scientific Publications, London 1959.

90. Die Neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Bauingenieur 34 (1959), S. 128, H. 4, 6 u. 8. Davon 2000 Sonderdrucke beigegeben den „Hilfstafeln für Stabilitätsuntersuchungen“. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln 1959.

Das folgende ist aus stenographierten Notizen.

91. Die Kollapsgefahr bei schlank gebauten Stahlbeton-Traverten. Referat auf der Arbeitstagung des Deutschen Betonvereins München, Oktober 1959. Veröff. in der Z. Beton- u. Stahlbetonbau (1960).

92. Ausarbeitung von Beratungsunterlagen der Kommission Nr. der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände für die Arbeitssitzungen in Berlin (Okt. 1958), Brüssel (Febr. 1959), Paris (Sept. 1959), Lausanne (März 1960).

93. Mitarbeit an der Neufassung der ÖNORM B 4600 4. Teil (Knickvorschrift).

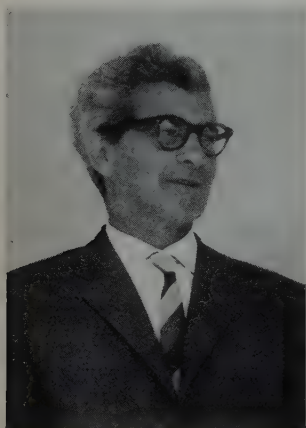
94. Vortrag Staubeckenkommission Malpasset März 1960, veröff. „Beurteilung extrem dünner Gewölbemauern und insbesondere der Talsperre Malpasset vom statischen Standpunkt“. Wasserwirtschaft (1960).

Der Entwurf 4 b zu DIN E 4114 samt den zugehörigen Richtlinien, erschienen im Stahlbaukalender 1944, wurde nach der Drucklegung durch Kriegseinwirkung vernichtet. Gleiches gilt für die ungedruckte und ergänzte Neuauflage des vom Deutschen Stahlbauverband herausgegebenen Studienbeihelfes „Einführung in die Baustatik“. In Brunn gingen durch Kriegseinwirkung die Manuskripte und Unterlagen für zwei Lehrbücher („Die Lehre vom Tragwerk“ und „Einführung in die Stabilitätstheorie“) sowie für einige andere gefangene wissenschaftliche Abhandlungen zugrunde.

Verschiedenes

Direktor Dr.-Ing. Kramer 65 Jahre

Am 14. Mai 1960 beging Direktor i. R. Dr. techn. Arthur Kramer seinen 65. Geburtstag. Er wurde in Bregenz/Vorarlberg geboren. Im Jahre 1914 verließ er seine schöne Heimatstadt, um an der Technischen Hochschule in Wien Bauingenieurwesen zu studieren. Doch bald unterbrach er sein Studium, um im 3. Regiment der Tiroler Kaiserjäger während des ersten Weltkrieges seinem Lande zu dienen.



Mit Kriegsende schied er als Leutnant d. R. aus und setzte sein Studium fort, das er 1922 durch Ablegen der Zweiten Staatsprüfung an der Technischen Hochschule in Graz mit dem Prädikat „Sehr gut“ beendete. Seine berufliche Tätigkeit begann er als Statiker und Konstrukteur bei der Gute-Hoffnungs-Hütte, Sterkrade, wo er mit der Berechnung und konstruktiven Gestaltung von Stahlbauten betraut wurde. Wegen der politischen Wirren und wirtschaftlichen Lahmlegung des Ruhrgebietes gab er schon im folgenden Jahr diese Tätigkeit wieder auf. Dennoch hat sie dazu beigetragen, sein großes

Interesse und seine Vorliebe für den Stahlbau und besonders den Stahlbrückenbau zu wecken, dem er im späteren Leben stets treu blieb.

Von 1923 bis 1925 war er im Ingenieurbüro Gridl, Wien, als Statiker tätig und kehrte dann zunächst zur GH als Statiker zurück. Im Jahre 1926 ging er zur Fa. Flender AG. in Düsseldorf-Benrath, wo er zum stellvertretenden Oberingenieur im Brückenbau aufrückte. Noch im gleichen Jahr nahm er bei der Fa. Hein, Lehmann & Co. eine Stellung als Oberingenieur im Brückenbau an, die er bis 1933 bekleidete. Anschließend war er bis 1942 technischer Direktor des Stahlhoch- und Brückenbaus bei der Fa. Nöll in Würzburg.

Am 1. Mai 1942 trat Dr. Kramer als Prokurist und Abteilungsleiter in die Dienste der Fa. Friedr. Krupp, Rheinhäusen, und wurde besonders mit der Behandlung laufender größerer Geschäfte auf dem Gebiet des Stahlbaues auf dem Balkan betraut; daneben war er im Richtpreisausschuß für Stahlbauten der Deutschen Reichsbahn tätig.

Um die Jahreswende 1944/45 wurde Dr. Kramer vorübergehend mit der technischen Leitung der Fa. Krupp-Druckmüller in Berlin beauftragt, wo er seine dienstlichen Pflichten bis zum Zusammenbruch und darüber hinaus vorbildlich erfüllt hat. Nach der Besetzung von Berlin hat Herr Dr. Kramer dort, soweit es unter den gegebenen Verhältnissen möglich war, einen

Notbetrieb eingerichtet, bis er auf Veranlassung der Firma 1946 Berlin verließ und nach Rheinhäusen zurückkehrte.

Hier hat er sich als Leiter eines Brückenbüros in den folgenden Jahren mit dem Großbrückenbau befaßt; im Jahre 1947 wurde ihm die zusammengefaßte Leitung der Brücken- und Hochbauabteilungen übertragen. In dieser Periode entstanden seine größten Werke. Zu ihnen zählt die Rheinbrücke Bonn-Beuel, die in den Jahren 1948 bis 1949 als zweite Straßenbrücke über den Rhein endgültig wieder aufgebaut wurde. Mit 1960 war sie damals die größte Balkenbrücke und wies kühne Proportionen auf. Kurze Zeit darauf folgte der Bau der Rheinbrücke bei Rheinhäusen als Stabbogen mit Vollwandträger mit einer Spannweite von 255 m und als seine dritte Rheinbrücke die Straßenbrücke Koblenz-Pfaffendorf. Bei dieser hat Dr. Kramer neue Ideen verwirklicht, indem er die Verbundkonstruktion der Fahrbahn auf den Hauptträger längsverschieblich lagerte, um die nachteiligen Schwind- und Kriechspannungen einzuschränken. Auch bei weiteren Brücken entwickelte er neue Gedanken und neue Bauweisen, besonders im Verbundbrückenbau. Nach Vorversuchen wurde als erste durchlaufende Verbundbrücke mit Seilvorspannung die Überführung des Veener-Weges in Xanten gebaut. Es folgte die Ernst-Walz-Brücke in Heideberg, als letzte die Autobahnbrücke über die Wupper bei Wuppertal. Diese durchlaufende Verbundbrücke wurde erstmalig als Hohlkastenbrücke mit schrägen Wandflächen ausgeführt, wodurch erheblich an Pfeilerkosten gespart und das Brückenbild verbessert wurde.

Als seine erste große Brücke mit Stahlfahrbahn entstand die südliche Fahrbahn der Autobahnbrücke bei Hedemünde. Neue Wege suchte Dr. Kramer auf diesem Gebiet in der Entwicklung der Wellstahlplatte, die erstmalig bei der Seppenrade Brücke ausgeführt wurde.

Am 13. Dezember 1953 erlitt Dr. Kramer einen Herzinfarkt, der ihn zu einem mehrmonatigen Krankenhaus- und anschließenden Kuraufenthalt zwang. Dr. Kramer hat sich danach erneut der Erfüllung der ihm übertragenen Aufgaben gewidmet. Da er sich jedoch infolge seiner angegriffenen Gesundheit weitgehende Schonung auferlegen mußte, wurde er mit Wirkung vom 1. 10. 1955 von der Leitung des Stahlhochbaues entbunden. Ende 1956 wurde er auf eigenen Wunsch in den Ruhestand versetzt. Jedoch ist er auch weiterhin in den Ausschüssen für Richtpreise und DIN 1073 tätig, ebenso wie er früher an der BE, GE und DIN 1072 mitgearbeitet hatte.

In seiner langen Tätigkeit im Stahlbrückenbau hat Dr. Kramer manchen großen Bauwerken seine persönliche Note gegeben und dadurch diesen Zweig des Ingenieurbaues weitgehend gefördert. All denen, die mit ihm auf diesem Gebiet zutun hatten, ist er daneben ein stets angenehmer Mitarbeiter und Kollege gewesen, und er hat sich durch seine sachliche und vornehme Art bei allen Sympathien erworben. An seinem 65. Geburtstag konnte er deshalb der aufrichtigen Glückwünsche aller die ihn kennen, gewiß sein.

W. Klingenberg, Bonn.

Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Ludwig Rasper 60 Jahre

Am 8. Juni 1960 vollendete Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ludwig Rasper, Vorstandsmitglied der Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG., sein 60. Lebensjahr.

Der gebürtige Augsburger studierte an der TH München Bauingenieurwesen. Nach Abschluß des Hochschulstudiums ging er 1923 zur Firma Heilmann & Littmann und 1924 zu Bleichert & Co. nach Leipzig, wo er in der Abteilung Verladeanlagen seine gründlichen statischen Kenntnisse anwenden und weiter entwickeln konnte.



Im Jahre 1926 trat Dr. Rasper als Statiker bei der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft ein. Hier fand er in der Abteilung Trockenbaggerbau ein reiches Anwendungsgebiet für sein großes theoretisches und praktisches Wissen. Es ist seiner Initiative und Schaffenskraft zu verdanken, daß die LMG bei der Entwicklung der Großfördergeräte im Braunkohlentagebau heute an erster Stelle steht.

In Anerkennung seiner Verdienste wurde er 1934 Oberingenieur, 1936 Prokurist, 1944 Abteilungsdirektor und 1953 vom Aufsichtsrat in den Vorstand berufen. In dieser Eigenschaft erstreckte sich seine

Tätigkeit nicht nur auf das Gebiet des Trockenbaggerbaues, sondern auch auf den Schwimmbagger- und Schwimmkranbau sowie die anderen technischen Fertigungsgebiete der Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG.

Sein Name ist nicht nur im Inland, sondern auch im europäischen und außereuropäischen Ausland bekannt und geachtet. 1932 promovierte er an der TH Berlin zum Dr.-Ing. und im Jahre 1956 verliehen ihm Rektor und Senat der TH Hannover auf einstimmigen Beschluß der Fakultät für Bauwesen und der Fakultät für Maschinenwesen in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung der Großfördergeräte für den Braunkohlentagebau die akademische Würde Doktor-Ingenieur Ehren halber.

Dr.-Ing. Durst, Rheinfeld/Holstein.

Obering. Hans Horn †

Hans A. Horn, der die Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt (SLV) Berlin 1927 im Auftrag des Verbandes für autogene Metallbearbeitung (VAM) gegründet und bis zu seiner Pensionierung Ende 1957 geleitet hat, ist am 24. Februar 1960 entschlafen. Horn, der schon in seinen ersten Berufsjahren schweißtechnische Aufgaben zu lösen hatte, wurde vom VAM wegen seiner Erfahrungen und seiner pädagogischen Begabung bald mit der Errichtung von Schweißlehrwerkstätten in Zwickau und Freiberg/Sa. betraut. 1926 kam er nach Berlin, um hier Lehrwerkstätten einzurichten. Bis Ende 1957 sind rd. 5 000 Schweißer, Lehrschweißer, Schweißfachmänner und Schweißfachingenieure in der SLV Berlin durch seine Schule gegangen. Seine umfassenden Kenntnisse auf allen Gebieten der Brennschneid- und Schweißtechnik hat Horn der Öffentlichkeit auch in zahlreichen Aufsätzen und Büchern zugute kommen lassen. Für den Bauingenieur ist der dritte — in 2. Auflage unter besonderer Mitarbeit von Dr.-Ing. Ruge entstandene — Band des gemeinsam mit Prof. Dr. Schimpke herausgegebenen „Praktischen Handbuches der gesamten Schweißtechnik“ beachtenswert, der unter vielem anderen Berechnungsgrundlagen für vorwiegend ruhend beanspruchte und für dynamisch beanspruchte Brücken und sonstige Stahlbauwerke enthält.

F. Rosenberg, Berlin.

Dipl.-Ing. Georg Ehlers Dr.-Ing. E. h.

Auf Antrag der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Darmstadt ist Herr Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Berater Ingenieur in Frankfurt a. M., in Anerkennung seiner wissenschaftlichen Verdienste um die statisch-konstruktive Entwicklung des Stahlbetonbaus zum Dr.-Ing. Ehren halber promoviert worden.

Dr.-Ing. Walter Wolf, Honorarprofessor

Herr Dr.-Ing. Walter Wolf, Geschäftsführer des Deutschen Stahlbauverbandes, wurde mit Erlaß vom 2. 6. 1960 des Ministeriums von Baden-Württemberg zum Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt.

o. Professor Dr.-Ing. habil. Günther Worch

Dr.-Ing. E. h.

Herrn Professor Dr.-Ing. Günter Worch wurde von der Technischen Hochschule Hannover in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste als Forscher und Lehrer auf dem Gebiete der Baustatik und des Stahlbaus, insbesondere der Flächen-tragwerke, die akademische Würde eines Dr.-Ing. Ehren halber verliehen.

Colloquien über Schalen

Von der I.A.S.S. wurde im September 1959 die Möglichkeit von Colloquien über vorgefertigte Schalen ins Auge gefaßt.

1. Colloquium über Experimentelle Untersuchungen in Delft 1961. Dieses wird in Delft vom 30. August bis 2. September 1961 abgehalten. Organisiert wird es durch Prof. Haas, TH Delft.

2. Colloquium über vereinfachte Berechnungsmethoden für Schalen in Brüssel 1961. Dieses wird in Brüssel vom 4. bis 6. September 1961 abgehalten. Anfragen sind zu richten an: Prof. Dutron, 127 Av. Adolphe Buyl, Brussels 5.

3. Colloquium über vorgefertigte Schalen in Dresden 1960. Dieses wird in der ersten Hälfte November 1960 in Dresden abgehalten. Anfragen sind zu richten an: Dr.-Ing. H. Rühle, Dresden-Loschwitz, Dostojewskistraße 10.

Dokumentationsstelle für Bautechnik

Diese wurde auf Grund einer Vereinbarung zwischen dem Bundesministerium für Wohnungsbau und der Fraunhofer-Gesellschaft zur Förderung der angewandten Forschung e. V. an letztere angegliedert. Sie führt ihr bisheriges Arbeitsprogramm im vollen Umfang weiter.

Die Anschrift lautet nunmehr:

Dokumentationsstelle für Bautechnik
in der Fraunhofer-Gesellschaft,
Stuttgart W, Silberburgstraße 119 A, Fernruf 6 49 62.

Programme für den elektronischen Rechenautomaten IBM 650 zur Berechnung von Trägern auf 4 Stützen mit stetig veränderlichem Trägheitsmoment

Für den Statiker des Brückenbaues ist der Träger auf vier Stützen mit ungleichen Feldlängen und stetig veränderlichem Trägheitsmoment $J(x)$ wichtig. Um die Bemessung zu erleichtern, habe ich die wichtigsten Rechnungen (bei Symmetrie von $J(x)$ im Mittelfeld) für den Elektronenrechner IBM 650 programmiert. Im Institut für praktische Mathematik (IPM) der T.H. Darmstadt liegen die folgenden Programme bereit:

1. Gegeben sei ein willkürlicher, jedoch stetiger Verlauf von $J(x)$ und werde in jedem Brückenfeld durch ein kubisches Polynom

$$J(x) = J_0/[1 + a(x/l) + b(x/l)^2 + c(x/l)^3]$$

angenähert. Das Programm liefert die Konstanten a , b und c .

2. Einflußlinien $a)$ der Durchsenkung und $b)$ des Biegemomentes für 7 Punkte in jedem Außenfeld und 15 Punkte im Mittelfeld.

3. Einflußlinien der Querkräfte an den Feldanfangspunkten.
4. Auswertung der Einflußlinien nach 2. und 3. für 29 in den je 7 Teilpunkten der Außenfelder und in den 15 Teilpunkten des Mittelfeldes wirkende Kräfte P_i . Hierunter fallen die Lastfälle des Eigengewichts und der Umlenkkräfte der Vorspannung.

5. Biegelinie und Stützmente bei

a) ungleichmäßiger Erwärmung auf Ober- und Unterseite des Trägers,

b) Stützensenkung und

c) Belastung durch ungleiche Endmomente.

Dieser Lastfall kann bei Spannbetonbrücken auftreten.

Als Grundgleichungen werden Erweiterungen der in einer früheren Arbeit¹ mitgeteilten Grundformeln verwendet. Sie sind in einem im IPM befindlichen Bericht zusammengestellt. Dort ist auch eine ausführliche Programmbeschreibung vorhanden.

Leonard Kraus, Darmstadt.

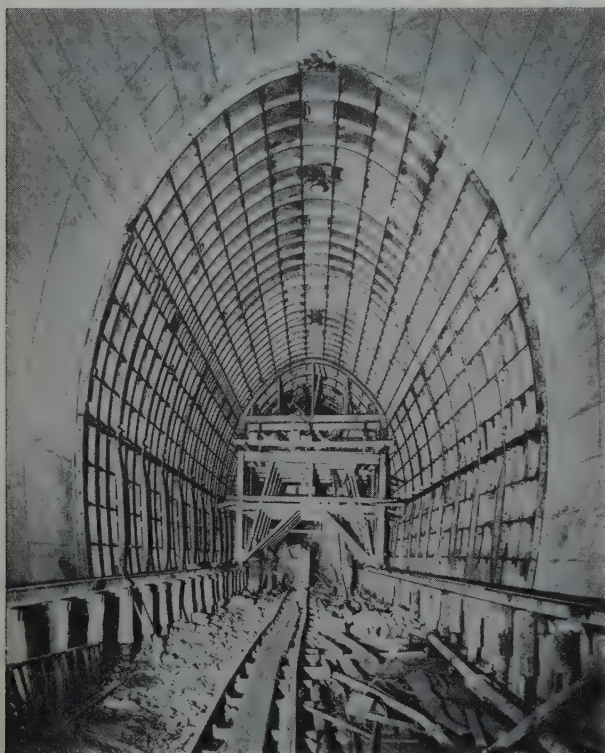
¹ L. Kraus: Die Einflußlinien von Brückenträgern auf 3 bzw. 4 Stützen mit nach einem Hyperbelgesetz veränderlichem Verlauf des Trägheitsmomentes. Der Bauingenieur, demnächst.

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen und Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl behält sich die Redaktion vor.

Spezialschalung im Tunnel- und Stollenbau

Diese Schalung besteht aus einer leichten, stabilen Schalhaut. Der dazu gehörige Schalwagen ist viaduktförmig und dient zum Ein- und Ausschalen der Haut. Während des Betonierens steht derselbe ausgespreizt unter der Schalhaut und übernimmt die Betondrücke von modernsten Betonpumpen. Nach dem Betonieren ist die Schalhaut selbsttragend. Nach dem Erhärten des Betons wird die freiwerdende Schalung vom Schalwagen eingeschnürt, unter der vorhandenen Schalung durchgeführt und an der Einbaustelle wieder auf die vorgesehenen Maße gespreizt. Dann kann der Betoniervorgang von neuem beginnen. Durchschnittlich werden von einem Schalwagen drei



Stahlschalung für Bundesbahntunnel am Bausenberg bei Attendorn/Essen.

Häute mit einer Mindestlänge von 6 m wirtschaftlich bedient. Die Schalhaut besteht aus zusammengesetzten Schalen in den Größen 1500×500 mm. Die Radien der Schalungstafeln können geändert und wieder zu einer Schalungshaut verschraubt werden. Der Schalwagen hat die Länge einer Haut und ist mit Arbeitsbühnen ausgestattet. Die vertikale Ausspreizung wird durch vier Getriebewinden getätigt, welche durch Säulen im Rahmenabstand von 1,5 m die Fachwerk-Kopfbögen einschnüren und ausspreizen. Die seitliche Ausspreizung wird ebenfalls durch Winden auf einem Sammelträger vorgenommen. Diese Bauart ermöglicht ein schnelles Aus- und Einschalen der vielfach eingesetzten Schalhaut.

Der Einsatz dieser Spezialschalung bei Großkraftwerken im In- und Ausland brachte Spitzenleistungen beim Auskleiden von Tunneln, Stollen und Schächten. Z. B. wurde beim Bau des Großkraftwerkes Werns im Ötztal bei einem Stollendurchmesser von 5,2 m eine Monatsleistung von durchschnittlich 360 m erreicht, wobei zu bemerken ist, daß der Ausbruch durch die Viadukt-Schalungskonstruktion fortlaufend durchgeführt wurde.

Beim Tunnelbau der Bundesbahn Bausenberg-Bigge und Hanemücke erreichte der Betonierfortschritt bei einem Querschnitt von horizontal 5,5 m und vertikal 9 m eine Monatsleistung von 320 m (siehe Abb.). In ähnlicher Weise wurde eine Kletter- und Gleitschalung für den Stahlbetonhochbau entwickelt. Damit wurde der parabelförmige Fernsehurm am Ochsenkopf im Fichtelgebirge errichtet. Außerdem wird diese Konstruktion für Brückenpfeiler und andere turmartige Bauwerke verwendet.

Aus dieser Konstruktion wurde dann eine Drehstahlschalung für Silos entwickelt (Bau von Großbehältern der Farbwerke Hoechst). Eine besondere eiförmige Ortsbeton-Kanalschalung mit einem Fugenabstand von 20 cm verspricht für die Erstellung von Abwasserkanälen weitere Vorteile. Die Konstruktion, die im In- und Ausland patentiert wird, wird von der Firma *Stahlbau Boessner*, Bad Aibling bei München, gefertigt.

Einfache und schnelle Ermittlung der Feinheitsziffern von Betonzuschlagstoffgemischen mit der F-Wert-Tafel „integra“ System E. Kisse

Bei der Beurteilung der Zusammensetzung von Betonzuschlagstoffen mit Hilfe von Sieblinien wird unter anderem auch die Feinheitsziffer F nach Hummel als Kennwert benutzt. Sie ist durch die oberhalb der im logarithmischen Maßstab aufgetragenen Sieblinie liegende Fläche (Siebrückstandsfläche) charakterisiert. Die Größe derselben ließ sich bisher am schnellsten durch Multiplikation der für die einzelnen Korngruppen geltenden F-Werte mit den entsprechenden Kornanteilen in % aus der zu beurteilenden Sieblinie und Summe dieser Produkte ermitteln (Hummel: Das Beton-ABC). Durch die F-Wert-Tafel „integra“ System E. Kisse vereinfacht sich der Ermittlungsgang auf das Herausuchen zweier Tafelwerte und ihre Summenbildung. Außerdem sind die Bezugsgrößen hierbei die Durchgangszahlen in Prozenten, so daß sich bei Vorliegen der Sieblinienwerte in üblicher Form das Errechnen der Anteile einzelner Korngruppen erübrigt.

Mit der F-Wert-Tafel „integra“ lassen sich also die Feinheitsziffern von über den Korndurchmessern 0,2; 1; 3; 7; 15; 30 (bis zu 18 % Überkorn mit $\phi = 50$ mm) eingezeichneten Sieblinien auf einfachstem Wege schnell und mit ausreichender Genauigkeit ermitteln. Die Tafel ist im handlichen Format (340×470 mm), auf halber Größe faltbar, von Ing. W. Müller, Berlin W 30, Hohenstaufenstraße 64, zu beziehen. Preis: 2,50 DM.

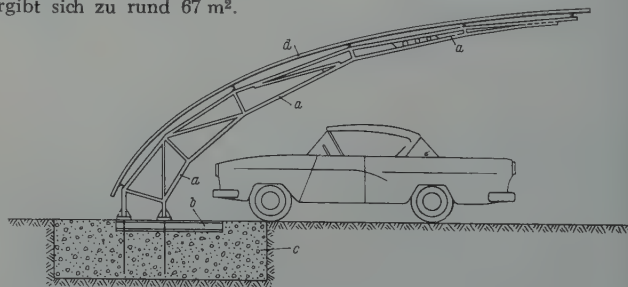
Pilny.

Neuzeitliche Parkhallen

Mit der zunehmenden Motorisierung stellt sich auch die Notwendigkeit zur Errichtung wettergeschützter Abstellmöglichkeiten für Fahrzeuge ein. Eine praktische bauliche Lösung zeigen die beiden Bilder der Fa. *Ahlmann u. Co.*, Andernach/Rh. Hierfür werden Kragträger gleicher Festigkeit verwendet, die aus einer geschweißten Rohrkonstruktion mit Profilleisen-Pfetten auf einem einbetonierten



Fundamenteisen IP 14 befestigt werden. Der Betonbedarf für den Betonsockel je Kragträger beträgt abhängig von der Art des Bodens rund $2,25 \text{ m}^3$. Der Abstand der Kragträger voneinander ist mit 2,50 m festgelegt. Für 4 Personenkraftwagen wird demnach eine Parkhalle von 10,20 m Länge mit 5 Kragträgern benötigt; die überdachte Fläche ergibt sich zu rund 67 m^2 .



Parkhalle für Personenkraftwagen: a) Rohrkonstruktion; b) Fundamenteisen; c) Betonsockel; d) Bedachung.

Die Bedachung wird aus farbigen lichtdurchlässigen Kunststoff-Glasfaserplatten gebildet. Diese glasfaserverstärkten Polyester-Dachabdeckungen (Acowell-Platten) lassen sich sägen, bohren und nageln, sie wiegen rund 2 kg je m^2 und sind von -45 bis $+105^\circ$ temperaturbeständig. Sie sind witterungsbeständig und weitgehend gegen die üblichen Industrieabgase sowie Wasser, Benzin, Benzol, Alkohol, Mineralöle, Fette, verdünnte Säuren und Laugen bei normaler Temperatur beständig. Ihre Reinigung mit den üblichen Reinigungsmitteln macht keine Schwierigkeiten.

Die Wellplatten werden auf Metall mit Hakenschrauben, auf Holz mit Holzschrauben befestigt; Dichtungsscheiben und Regenhütchen machen die Verbindung wasserundurchlässig, so daß kein Tropfwasser entstehen kann.

Sz.

Schleusen und Hebewerke

Von Dr.-Ing. HANS DEHNERT,
Regierungs- und -baurat a. D., o. Professor an der
Hochschule für Verkehrswesen in Dresden

Handbibliothek für Bauingenieure.

Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis
Begründet von ROBERT OTZEN

Neue Reihe herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. FERD.
SCHLEICHER. Mit 320 Abbildungen. VIII, 340 Seiten
Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 45,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Aus der Fülle seiner vielseitigen Erfahrungen
gibt der Verfasser einen umfassenden und kritischen
Überblick über das Gesamtgebiet der Schleusen und
Hebewerke. Besonders wertvoll sind die zahlreichen
Ausführungsbeispiele sowie das Schrifttumverzeichnis,
das eine Fundgrube für die Fachwelt darstellen dürfte.“

VDI-Zeitschrift

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftwerken

Translationswellen in offenen Kanälen,
Wasserschlässe an Druckstollen

Von JOSEF FRANK, Obergeringieur, Wissenschaftlicher
Mitarbeiter der Siemens-Schuckertwerke A. G., Erlangen

Zweite, neubearbeitete Auflage des Buches von
J. FRANK und J. SCHÜLLER

Mit 232 Abbildungen. XI, 333 Seiten Gr.-8°. 1957.
Ganzleinen DM 48,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Die nicht einfachen Probleme, für deren Studium
man bisher auf eine große Fülle von Einzelpubli-
kationen, insbesondere in Zeitschriften, angewiesen
war, sind hier mit großer Sachkenntnis ausführlich
und anschaulich behandelt. Text und Literaturver-
zeichnis beweisen, daß alle wesentlichen Studien über
dieses Thema aus aller Welt, nicht nur aus der deut-
schen Literatur, verarbeitet worden sind... Das vor-
bildlich ausgestattete Buch wird jedem Bauingenieur,
der sich mit Wasserkraftanlagen zu befassen hat, sehr
gute Dienste leisten.“

Schweiz. Technische Zeitschrift

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



IM AUG BEHALTEN

fordern Sie kostenlose CERESIT-Informationsschriften. Der CERESIT-
BERATER stellt seine jahrzehntelangen Erfahrungen in Einsatz und
Anwendung von chemischen Baustoffen in Ihren Dienst.

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

Betoplan ist die seit Jahren bewährte Sicht-
beton-Vorsatzschalung aus hochwertigen,
koch- und alkalifest verleimten Sperrhöl-
zern mit Kunstharzoberflächenvergütung.
Betoplan findet überall dort Anwendung,
wo an Sichtbeton technisch hohe An-
sprüche gestellt werden. Seine erprobten
Eigenschaften ermöglichen die Herstel-
lung von absolut fehlerfreiem Sichtbeton.

BETOPLAN

KLAUS ESSER

Kostenlose technische Beratung und Fachliteratur durch den älte-
sten und erfahrensten Sichtbetonfachmann der Bundesrepublik.
Klaus Esser KG, Düsseldorf 1, Postf. 2909

BAUSTATIK

Theorie und Beispiele

Von Dr.-Ing. habil. KURT HIRSCHFELD, ord. Professor an der Rhein.-Westf. Technischen Hochschule Aachen
Mit 1263 Abbildungen (1849 Einzeldarstellungen) im Text und in 217 Zahlenbeispielen
sowie 38 Zahlentafeln mit 560 Figuren. XVI, 823 Seiten Gr.-8°. 1959. Ganzleinen DM 76,50

INHALTSÜBERSICHT

Einiges über die Grundlagen der Baustatik · Das Verfahren der Kinematik · Formänderungen · Verfahren zur Auflösung linearer Gleichungen · Berechnung statisch unbestimmter Systeme · Sonderkapitel der Statik · Aufgaben · Hilfstafeln · Sachverzeichnis.

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Das allen Ansprüchen der Wissenschaft entsprechende und doch leichtverständliche Buch des erfahrenen Hochschullehrers bringt alles das, was der Bauingenieur auf dem umfangreichen Gebiet der Statik der Stabwerke heute beherrschen sollte. Es eignet sich in gleicher Weise für den Studierenden wie für den auf seine Weiterbildung bedachten Ingenieur der Praxis...“

Der Leser wird besonders für die vielen vollständig durchgerechneten Zahlenbeispiele dankbar sein, die oft nach verschiedenen Methoden berechnet werden, so daß sich unschwer das jeweils zweckmäßigste Verfahren herausfinden läßt. Den Abschluß bildet eine Zusammenstellung von zeitsparenden und für die Praxis unerläßlichen Zahlentafeln.

Das Hirschfeldsche Buch ist zweifellos die derzeit beste zusammenfassende Darstellung der Statik der Stabwerke und kann daher zur Anschaffung und Durcharbeitung wärmstens empfohlen werden.“

Bauwelt

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Landwirtschaftlicher Wasserbau

Von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. GERHARD SCHROEDER

Handbibliothek für Bauingenieure. Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis
Begründet von ROBERT OTZEN

Dritte, umgearbeitete Auflage. Mit 382 Abbildungen. XI, 551 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 54,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Seit Erscheinen der zweiten Auflage (1950) sind im landwirtschaftlichen Wasserbau mancherlei technische Neuerungen eingeführt worden, die bei der dritten Auflage verwertet wurden. Einige Abschnitte wurden erheblich umgearbeitet, andere ganz neu gefaßt. Das vorliegende Buch soll ebenso wie die beiden vorigen Auflagen sowohl ein Lehrbuch für die Lernenden als auch ein Nachschlagebuch für den Geübten sein.“

In zehn Abschnitten werden Boden- und Pflanzenkunde, Gewässer- und Wetterkunde, Bäche, Gräben und Entwässerungskanäle, Flüsse und Flußdeiche, die Wirkungen der Wasserstraßen und Wasserkraftwerke auf Landeskultur und Fischerei, die Drainage, Schöpfwerke, Bewässerung, Moorkultur und

Landgewinnung behandelt. An Hand des ausführlichen Schrifttumsverzeichnisses läßt sich verfolgen, wie außerordentlich gewissenhaft alle Quellen erforscht wurden, um das Dargebotene auf den neuesten Stand zu bringen. Der Verfasser und seine qualifizierten Mitarbeiter haben es verstanden, die Fülle des Materials in streng wissenschaftliche Form zu bringen. Auf Grund selbsterarbeiteter Erfahrungen wird zu jedem Problem kritisch Stellung genommen.

Das Buch, das mit zahlreichen Bildern erläutert und vom Verlag in bekannter Güte ausgestattet ist, bildet ein hervorragendes Nachschlagewerk für alle im Tiefbau tätigen Ingenieure.“

Die Bautechnik

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Für das Hochbauamt der Stadt Gelsenkirchen (rund 390 000 Einwohner, Ortsklasse S) werden gesucht:

a) **1 Diplomingenieur**

für die statische und konstruktive Bearbeitung von Großbauvorhaben.

Bewerber müssen versierte Statiker sein und gute praktische Erfahrungen im Stahlbeton-, Stahl- und Holzbau besitzen.

Vergütung nach VergGr. II TO.A; Probezeit vier Monate.

Kennziffer 65.9.

b) **1 Bauingenieur**

mit abgeschlossener staatlicher Ingenieurbauschule für Bauwesen, Fachrichtung Hochbau. Gute statische Kenntnisse auf allen Gebieten des Ingenieurbaues sind erwünscht.

Vergütung nach VergGr. IV b TO.A; Probezeit vier Monate.

Kennziffer 65.10.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen (Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften usw.) sind innerhalb 14 Tagen nach Erscheinen dieser Ausschreibung unter Angabe der entsprechenden Kennziffer einzureichen an

Stadtverwaltung — Hauptamt — Gelsenkirchen

Für das Bauordnungsamt der Stadt Gelsenkirchen (rund 390 000 Einwohner, Ortsklasse S) werden gesucht:

a) **2 Stadtbauinspektoren**

(BesGr. A 9) mit Aufstiegsmöglichkeit nach BesGr. A 10.

Bedingungen: Abschluß einer Staatlichen Ingenieurschule für Bauwesen (Fachrichtung Hochbau). Erfahrungen auf dem Gebiete der Bauaufsicht (Baupolizei) sind erwünscht.

b) **1 Bauingenieur**

Bedingungen: Abschluß einer Staatlichen Ingenieurschule für Bauwesen (Fachrichtung Hochbau). Vergütung nach VergGr. IV b TO.A; Probezeit 4 Monate. Erfahrungen auf dem Gebiete der Bauaufsicht (Baupolizei) sind erwünscht.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen (Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften usw.) sind innerhalb 14 Tagen nach Erscheinen dieser Ausschreibung unter Angabe der Kennziffer

zu a) 63.7

zu b) 63.8

einzureichen an

Stadtverwaltung — Hauptamt — Gelsenkirchen

Die Stadt Hagen (rd. 192 000 Einw.), Ortsklasse S, sucht für die **Städtische Ingenieurschule für Bauwesen** einen

Diplom-Ingenieur

**der Fachrichtung Bauingenieurwesen
als Baurat im technischen Schuldienst.**

Der Bewerber muß bei ausgesprochener Neigung zum Lehrberuf erstklassige Fähigkeiten auf dem Gebiet des Erd- und Landstraßenbaues, des Stahlbaues, des Stahlbetonbaues und eine mindestens 5jähr. praktische freiberufliche oder behördliche Tätigkeit nach dem Diplom-Examen nachweisen können. Gewünscht werden außerdem Erfahrungen auf dem Gebiet des Eisenbahnbaues.

Anstellung als Baurat auf Lebenszeit nach einjähriger Probezeit durch das Land Nordrhein-Westfalen. Besoldung nach Besoldungsgruppe A 13 Besoldungsgesetz Nordrhein-Westfalen. Bewerber möglichst nicht über 40 Jahre.

Bewerbungen mit ausführlichem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Zeugnisabschriften, Abbildungen und sonstigen Nachweisen eigener Arbeiten sind bis spätestens 11. 8. 1960 an die Stadtverwaltung Hagen, Schulamt, zu richten. Persönliche Vorstellung nur nach Aufforderung.

Die Gartenstadt Landau i. d. Pf. (29 000 Einwohner, Ortskl. A) sucht zum baldigen Eintritt einen

Tiefbauingenieur

(Straßenbau)

mit abgeschlossener Ausbildung an einer HTL und gründlichen Kenntnissen im Straßenbau und Vermessungswesen. Vergütung nach TO.A.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Zeichenproben sind möglichst umgehend einzureichen bei der

Stadtverwaltung Landau i. d. Pf.

Für interessante Tätigkeiten im Wasserbau am Oberrhein (Bau eines Kulturwehres bei Breisach)

1 Diplomingenieur (TH)

Mehrere Tiefbauingenieure (HTL)

zum alsbaldigen Eintritt gesucht.

Vergütung erfolgt nach TO.A.

**Wasser- und Schifffahrtsdirektion Freiburg,
Eisenbahnstr. 41.**

Compakta

veredelt **Beton, Putz, Gips**, indem man es dem Anmochwasser zurührt. Prosp. d. **Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern**

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene, rammfähige

Stahlpundwände

mit einwandfreien Schlössern in den Fabrikaten „**Larsen III**“, „**Hoesch III**“ und „**Krupp KN III**“ in Längen zwischen 3 und 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE OHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Telefon: Iffezheim 277—278 / Fernschreiber Nr. 0784732

Vorgespannter Beton

Grundlagen · Theorie · Berechnung

Von Dr.-Ing. A. MEHMEL, o. Professor an der
Technischen Hochschule Darmstadt

Mit 113 Abbildungen und 8 Tafeln im Text.

VIII, 131 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 17,40

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Auf etwas mehr als 100 Seiten behandelt dieses Buch das Wesentliche über die Grundlagen, die Theorie und die Berechnung von Spannbetonkonstruktionen. Es ist erstaunlich, mit welcher Ausführlichkeit das Gebiet trotz des verhältnismäßig geringen Umfangs des Werks behandelt wird. Die Darstellung ist dabei klar und verständlich, der Inhalt übersichtlich gegliedert. Es werden Fragen der Baustoffe Beton und Stahl behandelt, die beim Spannbeton auftretenden mechanischen Zusammenhänge erläutert, das Verfahren zur Bemessung von auf Biegung beanspruchten Spannbetonquerschnitten besprochen und auch grundsätzliche konstruktive Eigenarten der wichtigsten Vorspannsysteme dargelegt. Schließlich werden ein Träger mit nachträglichem Verbund und ein im Spannbett vorgespannter Träger als Beispiel ausführlich durchgerechnet.

Dieses nach Inhalt und Ausstattung vorzügliche Buch kann allen denen, die sich in das Gebiet des Spannbetons einarbeiten möchten, nachhaltig empfohlen werden, aber auch dem bereits erfahrenen Fachmann wird es einige wertvolle Anregungen geben können.“

Beton- und Stahlbetonbau

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Feuerfestkunde

Herstellung, Eigenschaften und Verwendung feuerfester Baustoffe

Von Dr. phil. Dr.-Ing. FRIEDRICH HARDERS,
Hüttendirektor, Dortmund,
und Dr. phil. SIGISMUND KIENOW,
Privatdozent an der Bergakademie Clausthal

Mit 719 Abbildungen und 186 Tabellen.

XVI, 981 Seiten Gr.-8°. 1960.

Ganzleinen DM 126,—

INHALTSÜBERSICHT

Die Eigenschaften feuerfester Stoffe und ihre Prüfung: Einführung. Feinstruktur der feuerfesten Baustoffe. Verhalten beim Erhitzen und Schmelzen. Struktur und Textur. Thermische Eigenschaften. Elektrische Eigenschaften. Mechanische Eigenschaften. Temperaturwechselbeständigkeit. Verschlackungsbeständigkeit. Die Prüfung der Mörtel und Bindemittel · Silikaerzeugnisse: Eigenschaften der Bestandteile. Rohstoffe und Lagerstätten. Herstellung der Silikasteine. Eigenschaften. Beanspruchung an den Verwendungsstellen. Verwendung und Beanspruchung feuerfester Sande und Klebsande · Schamotteerzeugnisse: Zusammensetzung und Eigenschaften der Tone und Kaoline. Entstehung und Lagerstätten der Tone und Kaoline. Herstellung. Eigenschaften. Beanspruchung an den Hauptverwendungsstellen. Stampf- und Gießmassen · Hochtonerde- und zirkonhaltige Baustoffe: Hochtonerdehaltige Rohstoffe. Zirkonhaltige Rohstoffe. Keramisch gebundene Baustoffe. Schmelzgegossene Steine. Massen · Basische und neutrale feuerfeste Baustoffe: Mineralogische und physikalisch-chemische Eigenschaften der Bestandteile. Lagerstätten. Synthetische Herstellung von Magnesia. Sinter- und Schmelzmagnesia. Herstellung und Eigenschaften basischer und neutraler Baustoffe (außer Dolomiterzeugnissen). Verwendung basischer und neutraler Baustoffe (außer Dolomiterzeugnissen). Dolomiterzeugnisse · Kohlenstoffhaltige Baustoffe: Mineralogische und physikalisch-chemische Eigenschaften der Rohstoffe. Lagerstätten. Synthetische Herstellung der Rohstoffe. Kohlenstoffsteine und -stampfmassen. Graphithaltige Erzeugnisse. Siliziumkarbiderzeugnisse · Feuerleicht- und Isoliersteine: Rohstoffe. Steinherstellung. Eigenschaften. Verwendung · Schlußwort · Tabellenanhang: Seger- und Ortonkegel. Temperatur-Farbskala. MOHSSCHE Härteskala. Wärmeausdehnung und Dehnfugen verschiedener Steinsorten. Genormte Siebe · Namen- und Sachverzeichnis · Stoffverzeichnis · Verzeichnis der Zustandsdiagramme.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Linde DRUCKLUFT WERKZEUGE

für
Bauunternehmungen

zum Abtragen von
Betonfundamenten,
zum Aufreißen von
Straßendecken,
zum Abreißen von
Mauerwerk
sowie für alle
Erdarbeiten

Verlangen Sie
kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SÜRTH · SÜRTH b. KÖLN

ZWEIGNIEDERLASSUNG DER GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN A.G.

Cerinol★



- ★ ist ein Spezial-Zusatz
zu Mörtel und Beton
- ★ macht Mörtel und Beton
dauernd wasserdicht
- ★ ist bekannt und geschätzt
wegen seiner plastifizierenden Wirkung



BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEM. WERKE · DATTELN

Die Berechnung der Zylinderschalen

Von Dr.-Ing. A. AAS-JAKOBSEN, Oslo
Mit 30 Abbildungen. XII, 160 Seiten Gr.-8°.
1958. Ganzleinen DM 22,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Auf engem Raum gibt der Verfasser eine wohlgeordnete und klare Übersicht über dieses Teilgebiet der Schalentheorie. Es wird ein Berechnungsverfahren für Zylinderschalen mit kurzen und mittleren Spannweiten angegeben, das von einer sogenannten Modellschale ausgeht. Diese Modellschale besteht aus einem Idealmaterial (Hookesches Gesetz gilt) und hat idealisierte Randbedingungen und Belastungen. Durch die vielen Zahlentafeln soll der Rechenaufwand vermindert werden. Ein besonderer Abschnitt des Buches ist den Stabilitätsuntersuchungen gewidmet. Das chronologisch geordnete Literaturverzeichnis führt über 200 Arbeiten auf, die die Berechnung der Tonnendächer gefördert haben. Eine jedem der 10 Abschnitte vorangestellte „geschichtliche Übersicht“ rundet das Bild — in einer bei Fachbüchern durchaus nicht immer üblichen Weise — ab . . .“

Bautechnik

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



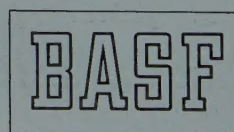
**Wenn
der Balkon
geschützt
sein soll . . .**

. . . sind Wellplatten aus [®]PALATAL
der ideale Regen-, Wind- und
Sonnenschutz.

Wellplatten aus PALATAL sind
unempfindlich
gegen Witterungseinflüsse,
bis 85% lichtdurchlässig,
aber nicht durchsichtig,

haben eine glänzende Oberfläche
und stehen in einer Skala
schöner Farben zur Verfügung.
Auch zur Überdachung
von Werkshallen, Rampen,
Treibhäusern und Messeständen
werden PALATAL-Wellplatten
seit Jahren verwendet.

Die BASF liefert den Rohstoff PALATAL.
Hersteller von Wellplatten
weisen wir Ihnen auf Wunsch nach.



LUDWIGSHAFEN AM RH.

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG